



RELAZIONE DI CALCOLO PONTI IN C.A.P.

INDICE

| | |
|--|-----------|
| 1. INTRODUZIONE | 6 |
| 1.1 Caratteristiche dell'opera..... | 6 |
| 1.2 Livello di conoscenza e fattore di confidenza..... | 7 |
| 1.3 Descrizione della documentazione di partenza..... | 9 |
| 1.4 Documentazione fotografica..... | 9 |
| 1.5 Criteri di calcolo..... | 11 |
| 2. NORMATIVE E RIFERIMENTI..... | 12 |
| 2.1 Normative e standard..... | 12 |
| 3. MATERIALI | 13 |
| 3.1 Acciaio | 13 |
| 3.2 Calcestruzzi per opere d'arte strutturali | 14 |
| 4. ANALISI DEI CARICHI | 15 |
| 4.1 Impalcato | 15 |
| 4.2 Permanenti..... | 15 |
| 4.3 Carico Accidentale | 16 |
| 4.3.1 Carico Accidentale folla..... | 16 |
| 4.3.2 Carico Accidentale mezzi | 17 |
| 4.4 Effetti del vento | 21 |
| 4.4.1 Velocità base di riferimento | 21 |
| 4.4.2 Velocità di riferimento..... | 22 |
| 4.4.3 Pressione cinetica di riferimento | 23 |
| 4.4.4 Coefficiente di esposizione..... | 23 |
| 4.4.5 Coefficiente di forma..... | 26 |
| 4.4.6 Pressione del vento..... | 26 |
| 4.4.7 Azione del vento a ponte scarico | 27 |
| 4.4.8 Azione del vento a ponte carico | 28 |
| 4.5 Effetti della temperatura | 29 |
| 4.5.1 Temperatura dell'aria esterna | 29 |
| 4.5.2 Distribuzione della temperatura negli elementi strutturali | 30 |
| 5. SCHEMI DI CALCOLO E MODELLAZIONE VALIDA PER LA CONTINUITA' | 32 |
| 5.1 Sicurezza e calcolo delle prestazioni attese | 32 |
| 5.1.1 Stati limite ultimi (SLU) | 32 |
| 5.1.2 Stati limite di esercizio (SLE)..... | 32 |
| 5.2 Valutazione della sicurezza | 33 |
| 5.3 Combinazione dei carichi | 34 |
| 5.3.1 Combinazioni SLU e in esercizio..... | 36 |
| 5.4 Modelli strutturali | 37 |
| 6. ANALISI DEGLI ELEMENTI – CONTINUITA' | 38 |
| 6.1 Sollecitazioni travi in [kN], [m]..... | 38 |
| 6.2 Verifica della continuità | 40 |
| 7. ANALISI DEGLI ELEMENTI – CAMPATA | 41 |

| | | |
|-----------|--|-----------|
| 7.1 | Metodo ed ipotesi di calcolo | 42 |
| 7.2 | Dati geometrici | 44 |
| 7.3 | Traversi in campata..... | 45 |
| 7.4 | Traversi in testata..... | 45 |
| 7.5 | Trave prefabbricata CANALE MI-CR-PO..... | 45 |
| 7.5.1 | Sezione in campata | 45 |
| 7.5.2 | Sezione in testata..... | 45 |
| 7.6 | Geometria getto in opera..... | 46 |
| 7.6.1 | Sezione in campata | 46 |
| 7.6.2 | Sezione in testata | 46 |
| 7.7 | Parametri dei materiali | 47 |
| 7.8 | Parametri di Massonnet | 47 |
| 7.9 | Coefficienti | 47 |
| 7.10 | Valori caratteristici delle azioni permanenti..... | 51 |
| 7.10.1 | Fase 1..... | 51 |
| 7.10.2 | Fase 2..... | 51 |
| 7.10.3 | Valori caratteristici delle azioni variabili..... | 51 |
| 7.11 | Applicazione del metodo di massonnet | 52 |
| 8. | SOLLECITAZIONI – CAMPATA CENTRALE | 54 |
| 8.1 | Valori caratteristici sollecitazioni trave 1 | 54 |
| 8.1.1 | Al taglio trefoli ed in opera..... | 54 |
| 8.1.2 | Seconda fase - carichi permanenti..... | 54 |
| 8.1.3 | Seconda fase - carichi da traffico | 55 |
| 8.2 | Valori di combinazione | 58 |
| 8.2.1 | Combinazioni SLU..... | 58 |
| 8.2.2 | Combinazioni SLE | 61 |
| 8.3 | Valori caratteristici M sul traverso di campata..... | 65 |
| 8.3.1 | Carichi permanenti | 65 |
| 8.3.2 | Carichi da traffico..... | 65 |
| 8.4 | Combinazioni SLU..... | 66 |
| 8.4.1 | Persistenti/Transitorie..... | 66 |
| 8.5 | Combinazioni SLE..... | 66 |
| 8.5.1 | Combinazioni Rare | 66 |
| 8.5.2 | Combinazioni Frequenti | 66 |
| 8.5.3 | Combinazioni Quasi Permanenti..... | 67 |
| 8.6 | Valori caratteristici sollecitazioni sulla soletta | 68 |
| 8.7 | Combinazioni SLU..... | 68 |
| 8.7.1 | Persistenti/Transitorie..... | 68 |
| 8.8 | Combinazioni SLE..... | 69 |
| 8.8.1 | Combinazioni Rare | 69 |
| 8.8.2 | Combinazioni Frequenti | 69 |
| 8.8.3 | Combinazioni Quasi Permanenti..... | 69 |
| 9. | VERIFICHE – CAMPATA CENTRALE | 70 |
| 9.1 | Modello di calcolo..... | 70 |
| 9.2 | Codice di calcolo | 70 |
| 9.3 | Dati di calcolo..... | 71 |
| 9.3.1 | Dati geometrici..... | 71 |

| | | |
|------------|--|---|
| 9.4 | Armature trave prefabbricata | 72 |
| 9.4.1 | Armature di precompressione pretesate | 72 |
| 9.4.2 | Armatura lenta | 72 |
| 9.5 | Materiali - resistenze di calcolo | 73 |
| 9.5.1 | Calcestruzzo delle travi prefabbricate | 73 |
| 9.5.2 | Calcestruzzo gettato in opera..... | 74 |
| 9.5.3 | Acciaio per c.a.p. | 74 |
| 9.5.4 | Acciaio per armatura lenta | 75 |
| 9.6 | Cadute di tensione | 75 |
| 9.6.1 | Rilassamento dell'acciaio da precompressione | 75 |
| 9.6.2 | Ritiro del calcestruzzo | 75 |
| 9.6.3 | Viscosità del calcestruzzo | 76 |
| 9.6.4 | Sviluppo nel tempo delle cadute di tensione | 76 |
| 9.7 | Stati limite di esercizio | 77 |
| 9.7.1 | Stato Limite delle tensioni in esercizio - procedimento di calcolo | 77 |
| 9.7.2 | Stato limite di fessurazione travi prefabbricate | 77 |
| 9.7.3 | Stato Limite di deformazione | 77 |
| 9.8 | Stati limite ultimi | 79 |
| 9.8.1 | Stato Limite Ultimo per sollecitazioni flettenti | 79 |
| 9.8.2 | Stato Limite Ultimo per sollecitazioni taglianti e torcenti | 79 |
| 9.8.3 | Stato Limite Ultimo per scorrimento tra i getti | 79 |
| 9.9 | Verifica delle sezioni..... | 80 |
| 10. | CONFRONTO DELLE SOLLECITAZIONI..... | 85 |
| 10.1 | Caso di carico con una fila di mezzi eccentrica sulla campata centrale | 85 |
| 10.2 | Sollecitazioni con mezzi da prova di carico | 86 |
| 10.3 | Sollecitazioni con carichi in esercizio..... | 87 |
| 11. | CONCLUSIONI | ERRORE. IL SEGNA LIBRO NON È DEFINITO. |

INDICE DELLE FIGURE

| | |
|--|----|
| Figura 1 – Inquadramento territoriale | 6 |
| Figura 2 – Profilo longitudinale | 6 |
| Figura 3 – Sezione trasversale | 7 |
| Figura 4 – Livelli di conoscenza per le costruzioni in cemento armato | 8 |
| Figura 5 – Sezione trasversale | 15 |
| Figura 6 – Ripartizione carichi permanenti | 15 |
| Figura 7 – Ripartizione carichi folla condizione 1 | 16 |
| Figura 8 – Ripartizione carichi folla condizione 2 | 16 |
| Figura 9 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 1 | 18 |
| Figura 10 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 2 | 18 |
| Figura 11 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia 1 | 19 |
| Figura 12 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia Rimanente n.1 | 19 |
| Figura 13 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia Rimanente n.2 | 20 |
| Figura 14 – Azione del vento a ponte scarico | 27 |
| Figura 15 – Azione del vento a ponte carico | 28 |
| Figura 16 – Impalcato con numerazione frame | 37 |
| Figura 17 – Impalcato vista 3d – Modellazione statica..... | 37 |
| Figura 18 – Sollecitazioni in continuità dovute al peso proprio..... | 38 |
| Figura 19 – Sollecitazioni in continuità dovute ai carichi permanenti | 38 |
| Figura 20 – Sollecitazioni in continuità dovute ai carichi accidentali mezzi secondo la NTC 2018..... | 39 |
| Figura 21 – Sollecitazioni in continuità dovute ai carichi accidentali folla | 39 |
| Figura 22 – Sollecitazioni in continuità dovute ai carichi accidentali vento | 39 |
| Figura 23 – Schema di carico con una fila di mezzi eccentrica – sezioni | 85 |
| Figura 24 – Schema di carico con una fila di mezzi eccentrica – pianta..... | 86 |
| Figura 25 – Diagramma dei momenti flettenti con carichi da collaudo in fase 2 | 86 |
| Figura 26 – Schematizzazione ed assegnazione dei carichi in esercizio..... | 87 |
| Figura 27 – Diagramma dei momenti flettenti con carichi indotti da un bilico viaggiante | 88 |
| Figura 28 – Diagramma dei momenti flettenti con carichi indotti da due bilici viaggianti e distanti tra loro 3,00 m in senso longitudinale | 89 |
| Figura 29 – Diagramma dei momenti flettenti con carichi indotti da due bilici viaggianti in opposte direzioni di marcia che possono incrociarsi in mezzzeria dell'impalcato | 90 |

1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo riporta le verifiche statiche degli impalcati dei tre ponti in c.a.p. esistenti a tre travi sul canale Milano – Cremona – Po situati in prossimità dell’abitato di Crotta d’Adda (Cremona). Tali opere presentano le medesime caratteristiche geometriche ed allo stato attuale consentono il passaggio di tutti i mezzi previsti dalle normative vigenti senza alcuna limitazione di transito.



Figura 1 – Inquadramento territoriale

1.1 Caratteristiche dell’opera

I ponti in oggetto sono composti da tre campate, di cui quelle laterali presentano una luce netta misurata in asse delle sottostrutture pari a 17,50 m, con uno sbalzo verso la campata centrale di 5,40 m che termina nella zona di sella. La campata centrale risulta semplicemente appoggiata in corrispondenza delle selle ed ha una lunghezza pari a 28,40 m.

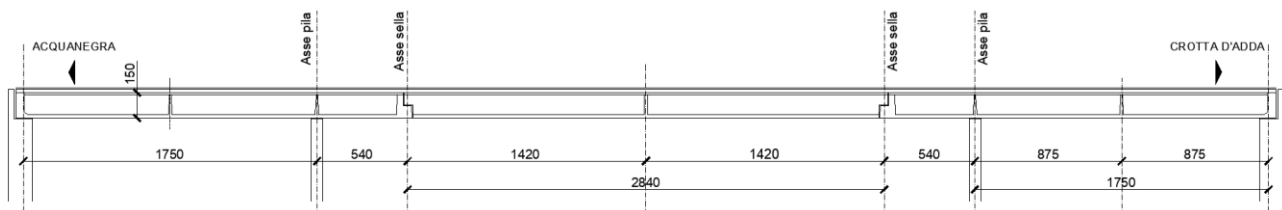


Figura 2 – Profilo longitudinale

La sezione trasversale presenta una larghezza pari a 8,00 m, suddivisa in 6,00 m di sede stradale e due marciapiedi laterali di larghezza pari a 1,00 m.

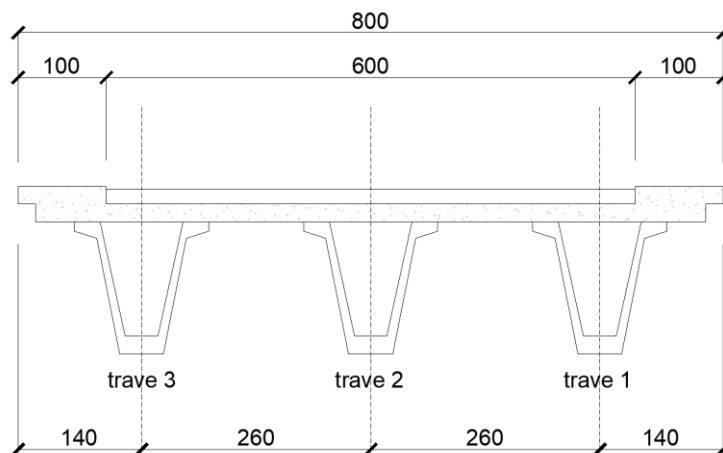


Figura 3 – Sezione trasversale

1.2 Livello di conoscenza e fattore di confidenza

La conoscenza di un'opera esistente risente di questi aspetti fondamentali:

- Il "progetto" (o meglio la costruzione) riflette lo stato delle conoscenze (regola d'arte) al tempo della loro edificazione e può contenere difetti di impostazione concettuale e di realizzazione che non sono direttamente visibili o evidenziabili;
- Le opere esistenti possono aver già sopportato in passato terremoti (più o meno violenti) o altre azioni accidentali, i cui effetti possono essere più o meno manifesti;
- Le opere esistenti presentano situazioni concrete che possono essere le più diverse (e a volte imprevedibili).

Dalle ricerche condotte è stato possibile reperire gli elaborati del progetto realizzato e le relative relazioni tecniche. Quindi sono stati individuati mediante sopralluogo svolto in data 6 dicembre, i singoli elementi strutturali e le loro caratteristiche geometriche risultati conformi con quanto indicato negli elaborati di progetto.

| | |
|--|--|
| | Ponti in c.a.p. sul canale Milano – Cremona – Po |
| | Verifica statica |

| Livello di Conoscenza | Geometria (carpenterie) | Dettagli strutturali | Proprietà dei materiali | Metodi di analisi | FC |
|-----------------------|---|---|---|------------------------------------|------|
| LC1 | | Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ | Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ | Analisi lineare statica o dinamica | 1.35 |
| LC2 | Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo | Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ | Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ | Tutti | 1.20 |
| LC3 | | Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ | Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ | Tutti | 1.00 |

Figura 4 – Livelli di conoscenza per le costruzioni in cemento armato

Geometria

La geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali.

Nel caso in esame è stato effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.

Dettagli costruttivi

I dettagli sono noti o da un'esaustiva verifica in-situ oppure parzialmente noti dai disegni costruttivi originali incompleti.

Nel caso in esame è stata effettuata una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

Proprietà dei materiali

Informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali, o da estese verifiche in-situ. Nel primo caso sono anche eseguite limitate prove in-situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, sono eseguite estese prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

Nel caso in esame è possibile assumere un livello di conoscenza adeguato e pari a LC2 corrispondente ad un fattore di confidenza sui materiali pari a $F_c=1,20$.

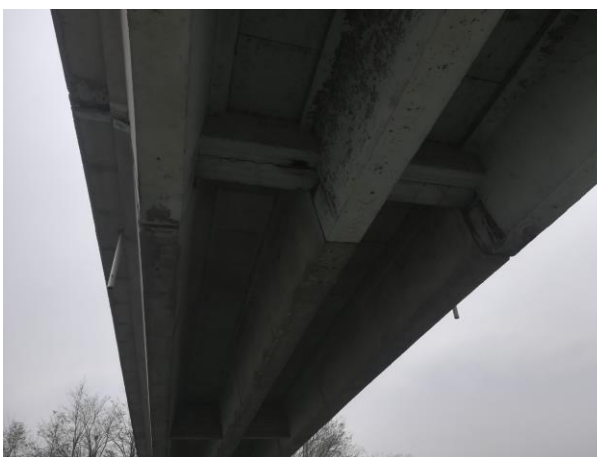
1.3 Descrizione della documentazione di partenza

Tra gli elaborati a disposizione, le informazioni relative alla geometria delle opere in c.a.p. sono state desunte dalle tavole e dalle relazioni di calcolo redatte negli anni 70 dall'impresa Lodigiani s.p.a.

Elaborato n. 20 Relazione di calcolo impalcato in c.a.p.

1.4 Documentazione fotografica

In data 6 dicembre 2018 è stato svolto un sopralluogo sui tre ponti metallici mediante cestello. Gli esiti sono riportati nella seguente documentazione fotografica.





1.5 Criteri di calcolo

I criteri generali di sicurezza, le azioni di calcolo e le caratteristiche dei materiali sono stati assunti in conformità con il D.M. 17.01.2018 – “Norme tecniche per le costruzioni”.

Vita nominale $V_N = 50$ anni

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

| TIPI DI COSTRUZIONI | | Valori minimi di V_N (anni) |
|---------------------|---|-------------------------------|
| 1 | Costruzioni temporanee e provvisorie | 10 |
| 2 | Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari | 50 |
| 3 | Costruzioni con livelli di prestazioni elevati | 100 |

Classe d'uso IV

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nel caso specifico il ponte è collocato su una strada extraurbana secondaria (tipo C1) a singola carreggiata e non appartenente a itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia ma di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, dopo un evento sismico.

Coefficiente d'uso $C_U = 2,00$

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

| CLASSE D'USO | I | II | III | IV |
|--------------------|-----|-----|-----|-----|
| COEFFICIENTE C_U | 0,7 | 1,0 | 1,5 | 2,0 |

2. NORMATIVE E RIFERIMENTI

2.1 Normative e standard

Il dimensionamento delle opere in progetto è condotto in riferimento alle attuali normative e di seguito elencate.

| | |
|-----------------------------------|--|
| D.M. 17/01/2018 | Norme Tecniche per le costruzioni |
| D.M. 14/01/2008 | Norme Tecniche per le costruzioni |
| Circ. Min. 2 febbraio 2009 n. 617 | Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per la costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008 |
| CNR 10024/84 | Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo |

3. MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali che caratterizzano il ponte in oggetto. Le prove sono state svolte dalla società 4 Emme Service S.p.A. specializzata in indagini sperimentali in sito su strutture.

3.1 Acciaio



4 EMME Service S.p.A.

Laboratorio Prove Materiali

Via Scarsellini 13 – 20161 Milano Tel. 0240092545 – Fax 40092743
laboratorio.mi@4emme.it – www.4emme.it

Sede legale: Via L. Zuegg 20 – 39100 Bolzano
Sistema Qualità ISO 9001:2008 certificato RINA nr. 6441/01/S
Pagina 1 di 1

CERTIFICATO **NR. 4392** **del 17/01/2019**

Intestatario certificato: Centro Padane Srl - Via Coletta,1 Cremona
Verbale di accettazione: Nr. 3039 del 07/01/2019
Descrizione della prova: PROVA DI TRAZIONE SU CAMPIONI DI ACCIAIO PER C.A.
Nome di riferimento: UNI EN ISO 15630-1:2010
Descrizione del materiale: 6 barre d'acciaio per c.a.
Cantiere - Luogo del Prelievo: Acquanegra Cremonese (CR)
Committente delle opere: Centro Padane Srl - Via Coletta,1 Cremona
Impresa: ND
Richiesta sottoscritta dal Direttore Lavori: no
Data della prova: 14/01/2019

| Contrassegno | Data prelievo | ØEff. [mm] | Area [mm²] | Tipo di acciaio | Riferimento struttura | Tensione di snervamento f_y [N/mm²] | Tensione di rottura f_t [N/mm²] | Agt % |
|--------------|---------------|---------------|---------------|---|-----------------------|--|--------------------------------------|----------|
| F1 | 06/12/2018 | 19,79 | 307,59 | Barra ad adherenza migliorata Tipo RUMI | Ponte carpenteria | 435,0 | 646,3 | 8,3 |
| F2 | 06/12/2018 | 13,91 | 151,93 | Barra ad adherenza migliorata Tipo RUMI | Ponte carpenteria | 391,9 | 605,3 | 4,2 |
| F1 | 12/12/2018 | 14,17 | 157,69 | Barra ad adherenza migliorata | Ponte cap 3T | 322,0 | 420,0 | 9,2 |
| F2 | 12/12/2018 | 14,21 | 158,67 | Barra ad adherenza migliorata | Ponte cap 3T | 432,1 | 644,7 | 8,2 |
| F1 | 12/12/2018 | 14,22 | 158,89 | Barra ad adherenza migliorata | Ponte cap 5T | 308,9 | 418,0 | 8,2 |
| F2 | 12/12/2018 | 13,78 | 149,11 | Barra ad adherenza migliorata | Ponte cap 5T | 494,7 | 719,2 | 14,3 |

Note: I valori di snervamento e rottura sono riferiti al diametro e all'area effettiva dei provini.

| Attrezzatura utilizzata | | | | | Certificato di taratura | | |
|-------------------------|-------|-----------|----------|---------|-------------------------|------------|-----------------------|
| Nr. | Tipo | Matricola | Marca | Portata | Nr. | Data | Ente |
| 04 | C 807 | 03074442 | Controls | 600 kN | LAT 104 0264/2018 | 27/02/2018 | Politecnico di Milano |

3.2 Calcestruzzi per opere d'arte strutturali



4 EMME Service S.p.A.

Laboratorio Prove Materiali

Via Scarsellini 13 – 20161 Milano Tel. 0240092545 – Fax 40092743
laboratorio.mi@4emme.it – www.4emme.it

Sede legale: Via L. Zuegg 20 – 39100 Bolzano
Sistema Qualità ISO 9001:2008 certificato RINA nr. 6441/01/S
Pagina 1 di 1

RAPPORTO

NR. 1061

del 17/01/2019

Intestatario rapporto: Centro Padane Srl - Via Coletta,1 Cremona
Verbale di accettazione: Nr. 3039 del 07/01/2019
Descrizione della prova: PROVA DI COMPRESSIONE SU PROVINI CILINDRICI IN CALCESTRUZZO
Nome di riferimento: UNI EN 12390-3:2009; UNI EN 12504-1:2009
Descrizione del materiale: 12 provini cilindrici in calcestruzzo
Cantiere - Luogo del Prelievo: Acquanegra Cremonese (CR)
Committente delle opere: Centro Padane Srl - Via Coletta,1 Cremona
Impresa: ND
Prelievo eseguito da: 4 Emme Service Spa
Richiesta sottoscritta dal Direttore Lavori: no

| Dati dichiarati | | | Risultati di prova | | | | | | | | |
|-----------------|-----------------|-----------------------------|--------------------|----|------|------------------------|---|--------------|------------------------|------------------------|------------|
| Sigla | Data estrazione | Posizione In opera | Dimensioni [mm] | | h/d | Massa volumica [kg/m³] | Resistenza a compressione f_c [N/mm²] | Tipo rottura | Max Inerte ϕ [mm] | Armatura rilevata [mm] | Data prova |
| | | | ϕ | h | | | | | | | |
| C1 | 06/12/2018 | Pila Nord | 74 | 74 | 1 | 2190 | 19,1 | S | 19 | - | 11/01/2019 |
| C2 | 06/12/2018 | Pila Sud | 74 | 74 | 1 | 2375 | 29,9 | S | 18 | - | 11/01/2019 |
| C1 | 06/12/2018 | Pila Nord ponte cap 3T | 74 | 74 | 1 | 2350 | 31,1 | S | 23 | - | 11/01/2019 |
| C2 | 12/12/2018 | Pila Sud ponte cap 3T | 74 | 74 | 1 | 2410 | 30,3 | S | 30 | - | 11/01/2019 |
| C3 | 17/12/2018 | Trave centrale ponte cap 3T | 74 | 65 | 0,87 | 2415 | 30,9 | S | 22 | - | 11/01/2019 |
| C4 | 17/12/2018 | Spalla Sud ponte cap 3T | 74 | 74 | 1 | 2446 | 38,5 | S | 19 | - | 11/01/2019 |
| C5 | 12/12/2018 | Trave Nord ponte cap 3T | 74 | 74 | 1 | 2404 | 46,7 | S | 23 | - | 11/01/2019 |
| C1 | 06/12/2018 | Pila nord ponte cap 5T | 74 | 74 | 1 | 2331 | 29,6 | S | 34 | - | 11/01/2019 |
| C2 | 12/12/2018 | Pila Sud ponte cap 5T | 74 | 74 | 1 | 2294 | 21,7 | S | 37 | - | 11/01/2019 |
| C3 | 17/12/2018 | Trave centrale ponte cap 5T | 74 | 58 | 0,78 | 2494 | 47,4 | S | 17 | - | 11/01/2019 |
| C4 | 17/12/2018 | Trave centrale ponte cap 5T | 74 | 63 | 0,85 | 2399 | 26,5 | S | 18 | - | 11/01/2019 |
| C5 | 12/12/2018 | Trave Nord ponte cap 5T | 74 | 74 | 1 | 2514 | 26,8 | S | 19 | - | 11/01/2019 |

Legenda:
S = rottura soddisfacente NS = rottura non soddisfacente ND = non dichiarato f_c = resistenza a compressione del provino

Note: Nessuna.

| Attrezzatura utilizzata | | | | | Certificato di taratura | | |
|-------------------------|------------|-----------|----------|---------|-------------------------|------------|-----------------------|
| Nr. | Tipo | Matricola | Marca | Portata | Nr. | Data | Ente |
| 02 | 65-L/1200" | 08004993 | Controls | 250 kN | LAT104 0335/2018 | 22/02/2018 | Politecnico di Milano |

4. ANALISI DEI CARICHI

Si procede all'analisi dei carichi caratteristici agenti sull'impalcato e alla relativa ripartizione sulle travi longitudinali.

4.1 Impalcato

Il peso proprio dell'impalcato metallico è stato assegnato ad ogni elemento nella modellazione ad elementi finiti imponendo il peso per unità di volume $\gamma_c=25,00 \text{ kN/m}^3$.

Si considera la seguente sezione trasversale, avente una larghezza costante pari a 8,00 m.

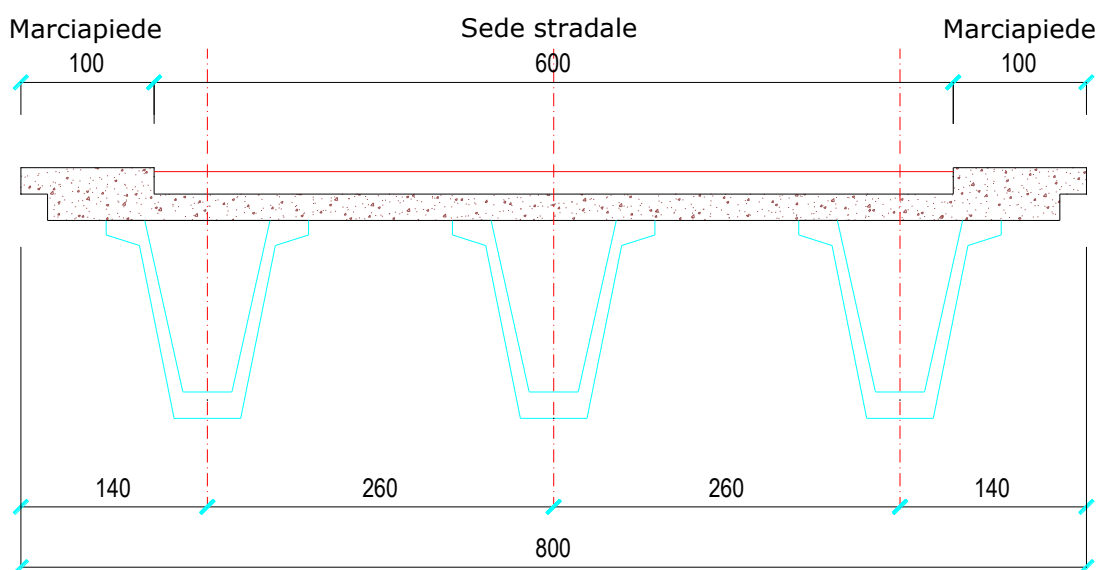


Figura 5 – Sezione trasversale

4.2 Permanenti

Si considerano le seguenti sezioni trasversali degli impalcato di larghezza variabile su cui agiscono i carichi di seguito esplicitati:

$q_{cordoli} = 0,20 \cdot 25,00 = 5,00 \text{ kN/m}^2$ cordoli su un'altezza assunta conservativamente pari a 20 cm

$q_{asfalto} = 2,50 \text{ kN/m}^2$ massicciata stradale

$p_{rete\ di\ protezione} = 2 \times 1,00 \text{ kN/m}$ rete di protezione

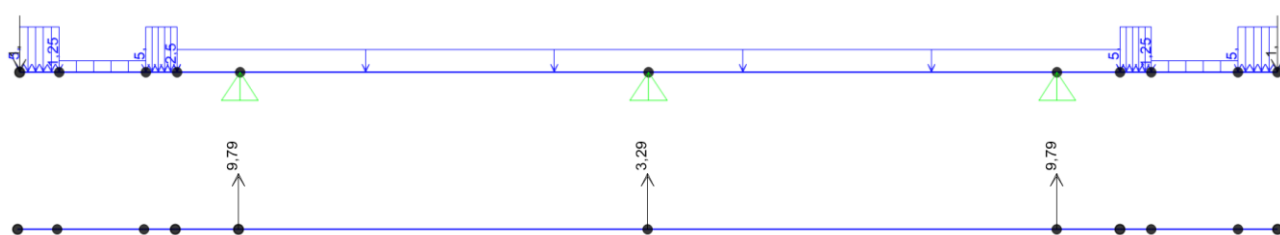
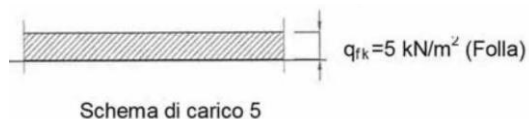


Figura 6 – Ripartizione carichi permanenti

4.3 Carico Accidentale

4.3.1 Carico Accidentale folla

Si considerano le seguenti sezioni trasversali degli impalcati di larghezza variabile su cui agisce il carico di seguito esplicitato:

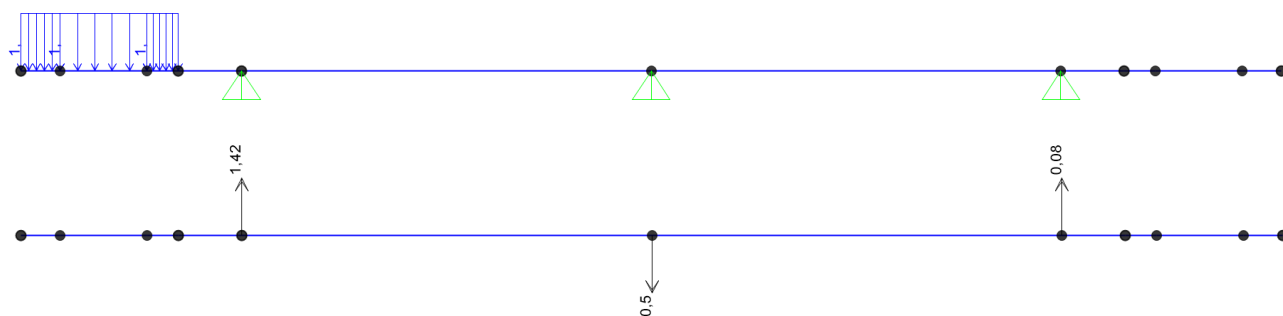


Le NTC 2018 prevedono quale carico della folla uniformemente ripartito, il valore di combinazione di 2,50 kN/mq, secondo lo schema 5.

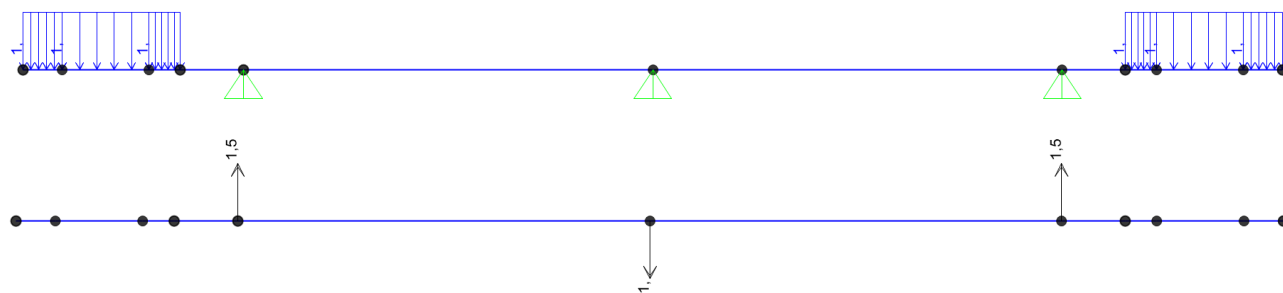
Lo schema di calcolo adottato in fase di ripartizione è quello di trave continua con sbalzi laterali, caricata di volta in volta con carichi distribuiti della larghezza di 1,00 m, disposti in modo da determinare le condizioni di carico più gravose su entrambe le travi.

Si assume un ideale carico unitario sulle varie corsie; le reazioni possono quindi essere considerate come coefficienti che definiscono le aliquote di trasmissione dei carichi agenti sull'impalcato alle travi principali.

Condizione 1 – Folla eccentrica

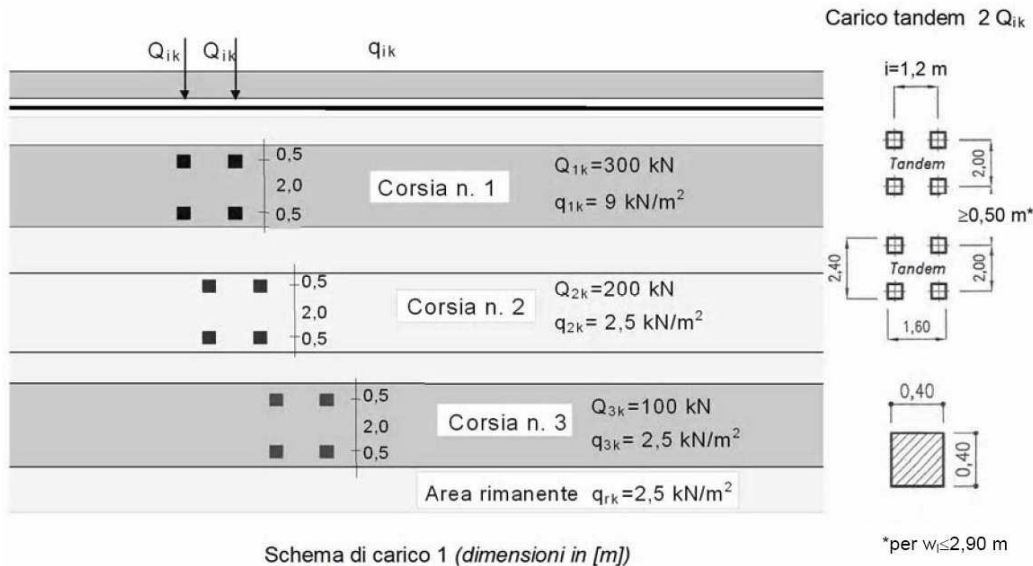


Condizione 2 – Folla centrata



4.3.2 Carico Accidentale mezzi

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.



Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata.

| Posizione | Carico Asse Q_{ik} [KN] | q_{ik} [KN/mq] |
|-----------------|---------------------------|------------------|
| Corsia numero 1 | 300 | 9,00 |
| Corsia numero 2 | 200 | 2,50 |
| Corsia numero 3 | 100 | 2,50 |
| Altre corsie | | 2,50 |

Si precisa che secondo le NTC 2018, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

Condizioni di carico trasversali

Lo schema di calcolo adottato è quello di trave continua con sbalzi laterali, caricata di volta in volta da carichi distribuiti della larghezza di 3,00 m, disposti in modo da determinare le condizioni di carico più gravose su entrambe le travi. Si assume un ideale carico unitario sulle varie corsie; le reazioni possono quindi essere considerate come coefficienti che definiscono le aliquote di trasmissione dei carichi agenti sull'impalcato alle travi principali. Nel quadro di un accettabile comportamento trasversale della soletta, tali aliquote valgono sia per i carichi distribuiti che concentrati. Inoltre sono state differenziate le seguenti condizioni:

- Condizione 1 carichi accidentali mezzi applicati in modo da sbilanciare la prima corsia di carico sul lato trave 1;
- Condizione 2 carichi accidentali mezzi applicati in modo da sbilanciare la prima corsia di carico sul lato trave 2.

Si considera la sezione trasversale tipica di larghezza pari a 8,00 m, con sede stradale di larghezza pari a 6,00 m. Sono previste due corsie di carico da normativa.

Condizione 1 – 1° corsia di carico

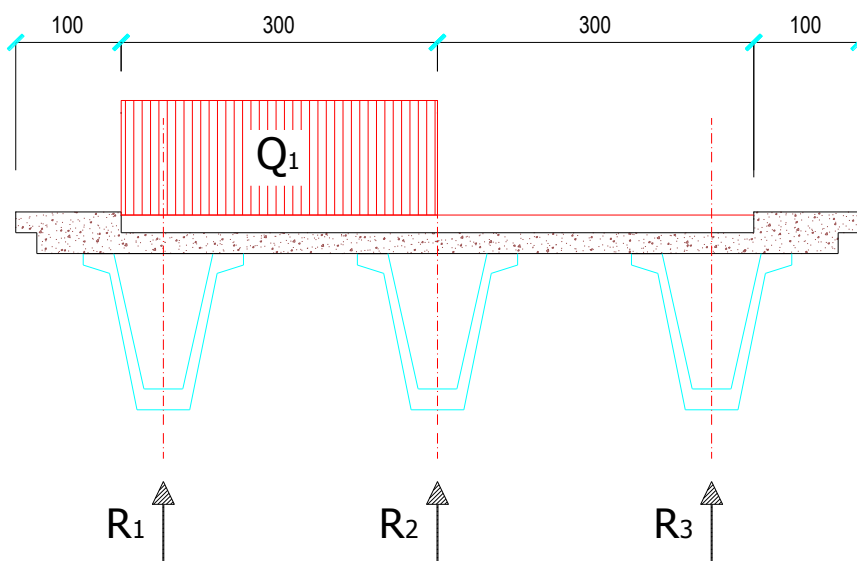


Figura 9 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 1

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

| Accidentali | R_1 | R_2 | R_3 |
|-------------|-------|-------|-------|
| Q 1-1 | 0,53 | 0,52 | -0,05 |

Condizione 1 – 2° corsia di carico

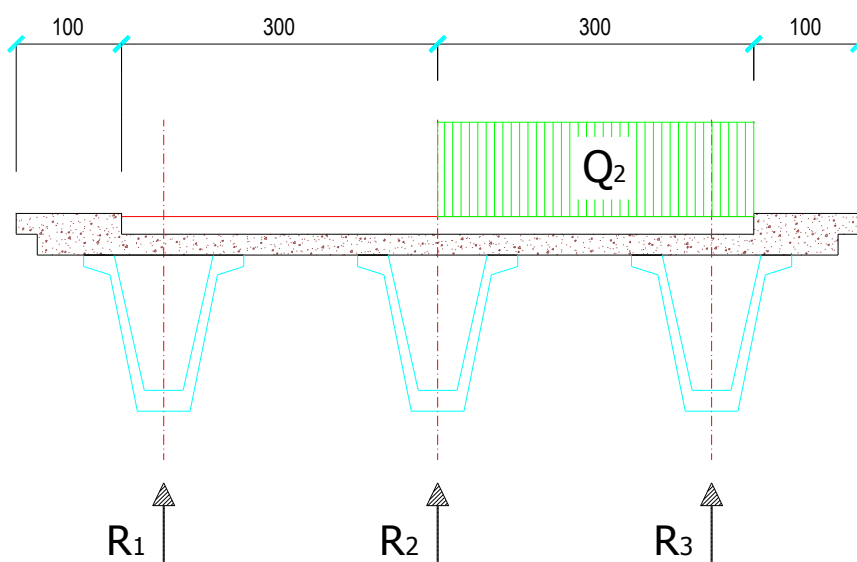


Figura 10 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 2

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

| Accidentali | R_1 | R_2 | R_3 |
|-------------|-------|-------|-------|
| Q 2-1 | -0,05 | 0,52 | 0,53 |

Condizione 2 – 1° corsia di carico

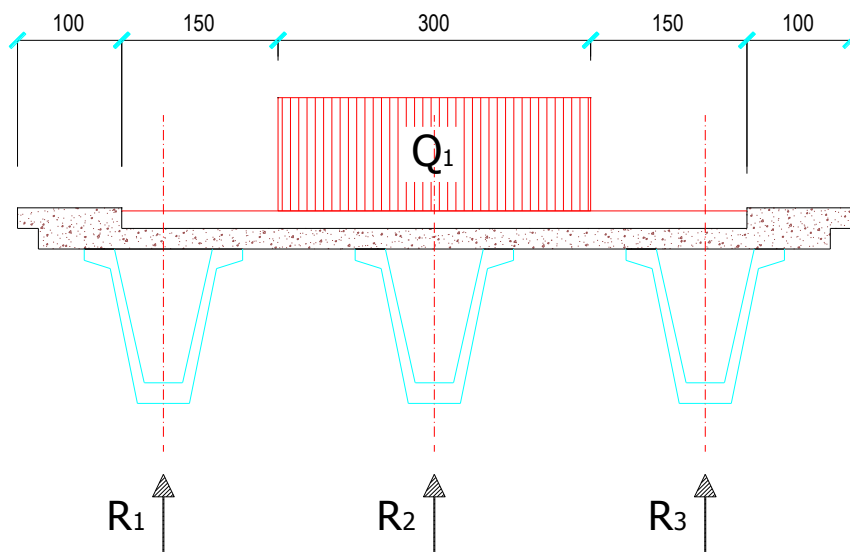


Figura 11 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia 1

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

| Accidentali | R_1 | R_2 | R_3 |
|--------------|-------|-------|-------|
| Q 1-2 | 0,07 | 0,86 | 0,07 |

Condizione 2 – Corsia rimanente di carico n.1

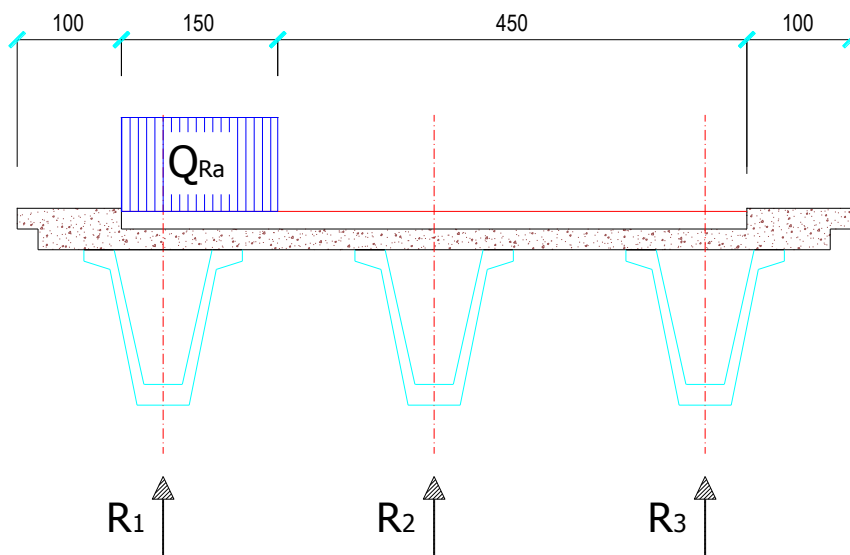


Figura 12 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia Rimanente n.1

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

| Accidentali | R_1 | R_2 | R_3 |
|---------------|-------|-------|-------|
| Q Ra-2 | 0,84 | 0,19 | -0,03 |

Condizione 2 – Corsia rimanente di carico n.2

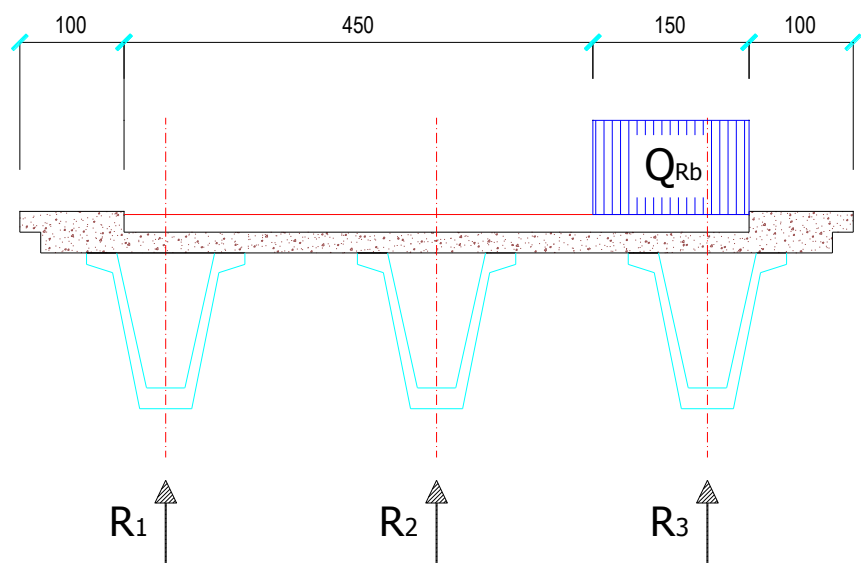


Figura 13 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia Rimanente n.2

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

| Accidentali | R_1 | R_2 | R_3 |
|-------------|-------|-------|-------|
| Q Ra-2 | -0,03 | 0,19 | 0,84 |

4.4 Effetti del vento

L'azione del vento viene valutata in accordo alle prescrizioni del capitolo 3.3 delle NTC 2018.

Detta azione è assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. In caso di ponte carico, la superficie dei veicoli transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3,00 m a partire dal piano stradale.

4.4.1 Velocità base di riferimento

La velocità base di riferimento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni. In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a \quad [3.3.1]$$

$v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

c_a coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \quad [3.3.1.b]$$

Dove:

a_0 , k_s sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

| Zona | Descrizione | $v_{b,0}$ [m/s] | a_0 [m] | k_s |
|------|---|-----------------|-----------|-------|
| 1 | Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste) | 25 | 1000 | 0,40 |
| 2 | Emilia Romagna | 25 | 750 | 0,45 |
| 3 | Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria) | 27 | 500 | 0,37 |
| 4 | Sicilia e provincia di Reggio Calabria | 28 | 500 | 0,36 |
| 5 | Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 750 | 0,40 |
| 6 | Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 500 | 0,36 |
| 7 | Liguria | 28 | 1000 | 0,54 |
| 8 | Provincia di Trieste | 30 | 1500 | 0,50 |
| 9 | Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto | 31 | 500 | 0,32 |

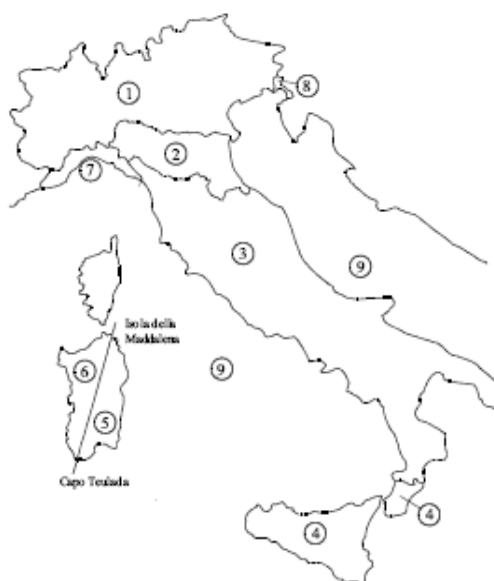


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Nel caso specifico: \Rightarrow Regione = Lombardia \Rightarrow Provincia = Cremona $\Rightarrow a_s = 40 \text{ m}$

4.4.2 Velocità di riferimento

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito al periodo di ritorno di progetto T_R . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r \quad [3.3.2]$$

Dove

v_b velocità base di riferimento, di cui al § 3.3.1;

c_r coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad [3.3.3]$$

Dove T_R è il periodo di ritorno espresso in anni.

Ove non specificato diversamente, si assumerà $T_R = 50$ anni, cui corrisponde $c_r = 1$. Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione potrà essere ridotto come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà $T_R \geq 5$ anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi ed un anno, si assumerà $T_R \geq 10$ anni.

Nel caso in esame si è scelto di utilizzare come periodo di ritorno, il medesimo valore utilizzato per l'azione sismica, pari a 100 anni, a sua volta dipendente dai seguenti parametri:

- Vita nominale = 50 anni;

- Classe d'uso = IV, cui corrisponde $c_u = 1,00$.

Ne consegue che:

$$v_r = v_b \cdot c_r = 25 \cdot 1,00 = 25,00 \text{ m/sec}$$

4.4.3 Pressione cinetica di riferimento

Per il calcolo della pressione cinetica di riferimento q_b (in kN/m^2) è stata utilizzata l'espressione 3.3.6 delle NTC 2018:

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25,00^2 \cdot 10^{-3} = 0,391 \text{ kN/m}^2$$

Dove:

V_r velocità di riferimento del vento (m/s)

ρ densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m^3

4.4.4 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengono in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo della costruzione non maggiore di $z = 200 \text{ m}$, esso è dato dalla formula:

$$\begin{aligned} c_e(z) &= k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] & \text{per } z \geq z_{\min} \\ c_e(z) &= c_e(z_{\min}) & \text{per } z < z_{\min} \end{aligned} \quad [3.3.7]$$

Dove:

k_r, z_0, z_{\min} parametri ottenuti dalla tabella 3.3.II di seguito riportata, funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

c_t coefficiente di topografia (assunto generalmente pari ad 1, sia per zone pianeggianti sia per zone ondulate, collinose e montane). Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati, il coefficiente di topografia c_t può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione.

La categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III. Nelle fasce entro 40 km dalla costa, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

| Categoria di esposizione del sito | K_r | z_0 [m] | z_{\min} [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|----------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

| Classe di rugosità del terreno | Descrizione |
|--------------------------------|---|
| A | Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m |
| B | Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive |
| C | Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D |
| D | a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,) |

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

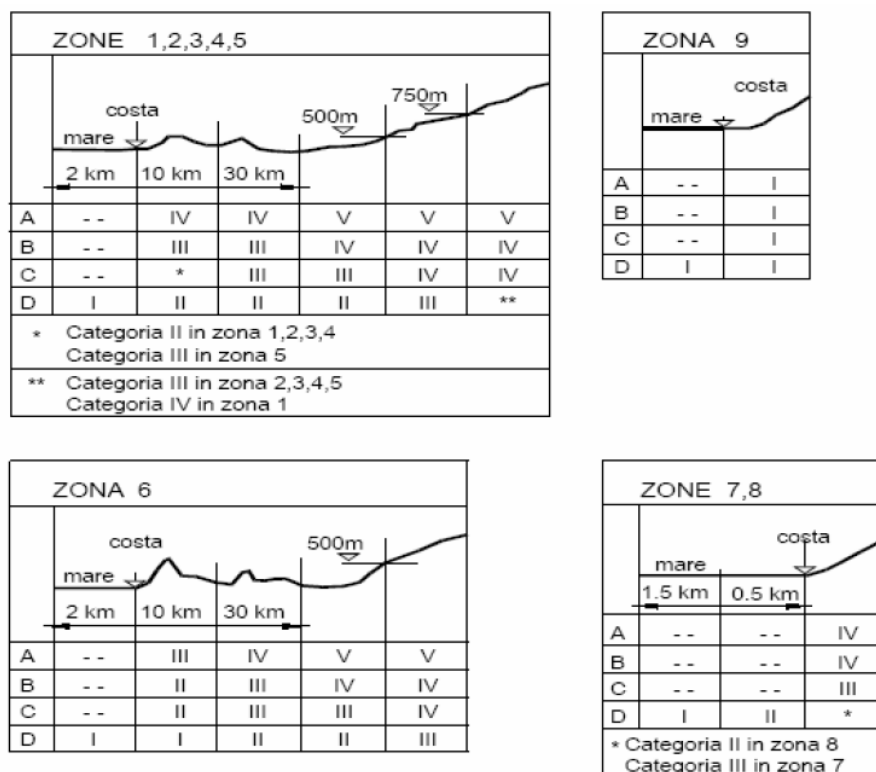


Fig. 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

La Fig. 3.3.3 riporta le leggi di variazione di c_e per le diverse categorie di esposizione.

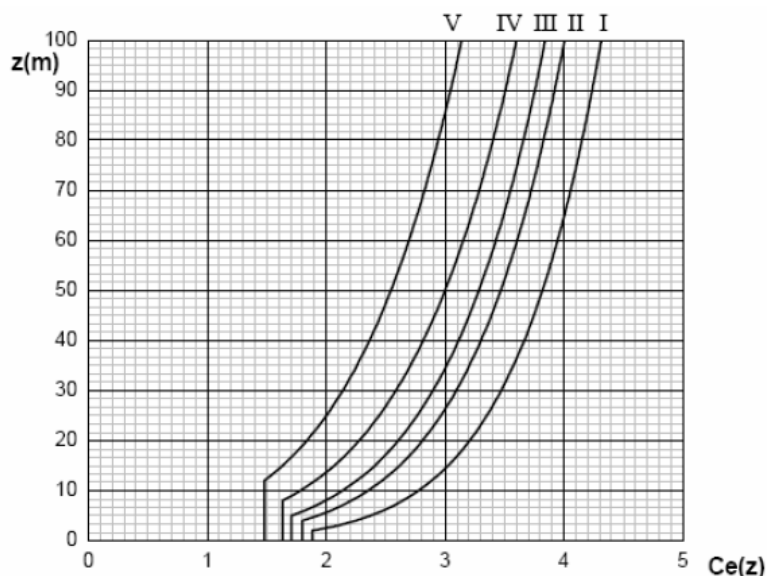


Fig. 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e in funzione dell'altezza sul suolo (per $c_t = 1$)

Nel caso in oggetto si ricava:

⇒ classe di rugosità del terreno: C

⇒ categoria di esposizione: III

Si ottiene:

$k_r = 0,20$ $z_0 = 0,10$ m $z_{min} = 5$ m

Nel nostro caso il valore dell'altezza degli impalcati dal suolo z è maggiore di $z_{min} = 5$ m, sia nel caso di impalcato carico che di impalcato scarico. Per semplicità e a favore di sicurezza, vista la minima differenza di altezza del fronte investito nei casi di impalcato carico e scarico, si calcola un unico valore del coefficiente di esposizione, tarandolo sull'altezza maggiore.

Dati geometrici impalcato

| | |
|------------------------------------|------|
| altezza trave | 1,50 |
| spessore soletta | 0,20 |
| spessore marciapiede | 0,20 |
| altezza barriera antirumore | 0,00 |
| spessore pavimentazione | 0,10 |
| Altezza carico stradale | 3,00 |
| altezza centro impalcato dal suolo | 7,00 |
| larghezza fuori tutto | |

Ponte scarico

| | |
|-----------------------------|------|
| altezza investita | 1,90 |
| quota riferimento | 7,95 |
| coefficiente di esposizione | 1,99 |

Ponte carico

| | |
|-----------------------------|------|
| altezza investita | 4,80 |
| quota riferimento | 9,40 |
| coefficiente di esposizione | 2,10 |

4.4.5 Coefficiente di forma

Secondo le indicazioni della Circolare “Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 14/01/2008” (par. C3.3.10.4), e considerando travi ad anima piena per cui il rapporto tra la superficie delimitata dal contorno della trave e la superficie della parte piena della trave, $\varphi = 1$, si determina il coefficiente aerodinamico per l’impalcato:

$$c_p = 2,4 - \varphi = 1,40$$

4.4.6 Pressione del vento

La pressione del vento è data dall’espressione 3.3.4 delle NTC 2018:

$$P = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \quad [3.3.4]$$

Dove:

q_r pressione cinetica di riferimento

c_e coefficiente di esposizione

c_p coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico):

c_d coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificati dovuti alle vibrazioni strutturali; viene assunto pari ad 1 per le tipologie strutturali ordinarie.

La pressione del vento risulta:

$$q_{scarico} = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,391 \cdot 1,99 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,09 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte scarico})$$

$$q_{carico} = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,391 \cdot 2,10 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,15 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte carico})$$

Questo valore di pressione agisce su tutti gli elementi componenti la superficie esposta sopravvento.

Poiché, però, la struttura è composta da due travi affiancate disposte parallelamente è necessario considerare una pressione agente sulla superficie laterale trave sottovento dovuta alla depressione che si viene a creare.

Il calcolo della depressione va effettuato distintamente per tutti gli elementi che compongono la superficie sottovento, in quanto il coefficiente riduttivo indicato dalla normativa assumerà valori differenti per barriere e travi essendo diverse le altezze e le distanze tra gli elementi.

Per valutare l’entità di tale depressione si fa riferimento a quanto prescritto dalla circolare al paragrafo C3.3.10.4.2 “Travi multiple”.

In particolare si afferma: “Nel caso di più travi disposte parallelamente ad una distanza d inferiore al doppio dell’altezza h , il valore della pressione sull’elemento successivo è pari a quello sull’elemento precedente moltiplicato per un coefficiente riduttivo” dato da:

$$\mu = 1 - 1,20 \cdot \varphi \quad \text{per } \varphi \leq \frac{2}{3} \quad \mu = 0,2 \quad \text{per } \varphi > \frac{2}{3}$$

Per $d/h \geq 5$ gli elementi vengono considerati come isolati.

Per $2 < d/h < 5$ si procede all’interpolazione lineare.

La geometria dell’opera prevede:

$$h_T = 1,50 \text{ m} \quad d = 2,60 \text{ m}$$

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a $d/h = 1,73 \rightarrow \mu = 0,2$

4.4.7 Azione del vento a ponte scarico

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:

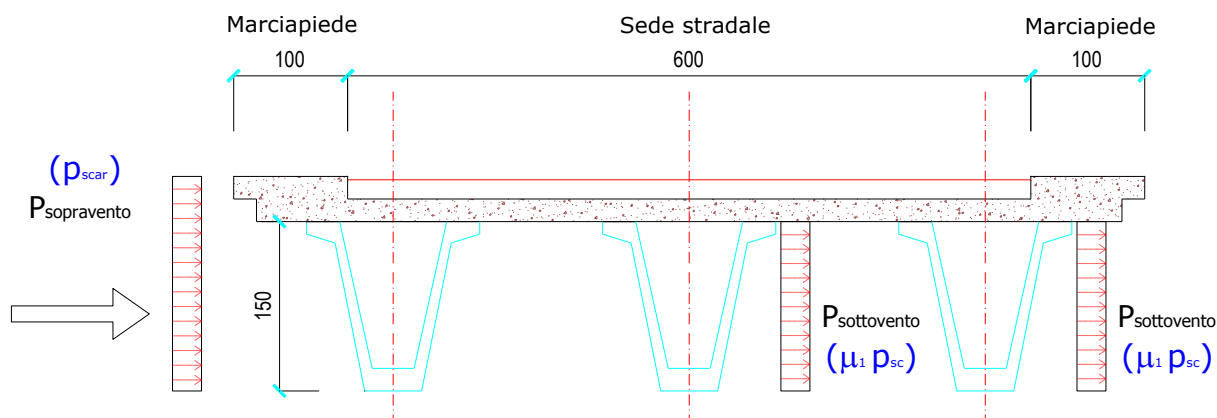


Figura 14 – Azione del vento a ponte scarico

L'altezza investita in caso di ponte scarico è pari a:

$$h_i = h_{trave} + h_{soletta} + h_{marciap.} = 1,50 + 0,20 + 0,20 = 1,90 \text{ m}$$

Il momento flettente, valutato sulla sezione ad una quota pari a quella dell'intradosso della trave, è pari a:

Campata centrale

$$M_{scar.} = p_{scar.} \cdot \left(\frac{h_i^2}{2} + \mu \cdot \frac{h_{trave}^2}{2} + \mu^2 \cdot \frac{h_{trave}^2}{2} \right) = 1,09 \cdot \left(\frac{1,90^2}{2} + 0,20 \cdot \frac{1,50^2}{2} + 0,20^2 \cdot \frac{1,50^2}{2} \right) = 2,26 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$|V_{scar.}| = \frac{M_{scar.}}{b} = \frac{2,26}{5,20} = 0,43 \text{ kN/m}$$

Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta. Le azioni sopra calcolate vengono applicate, nel modello di calcolo a graticcio, alle travi principali come carico uniformemente distribuito, al fine di determinare le azioni globali (momento flettente, taglio, momento torcente) agenti sulle travi stesse.

Il valore così ottenuto è a favore di sicurezza.

4.4.8 Azione del vento a ponte carico

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:

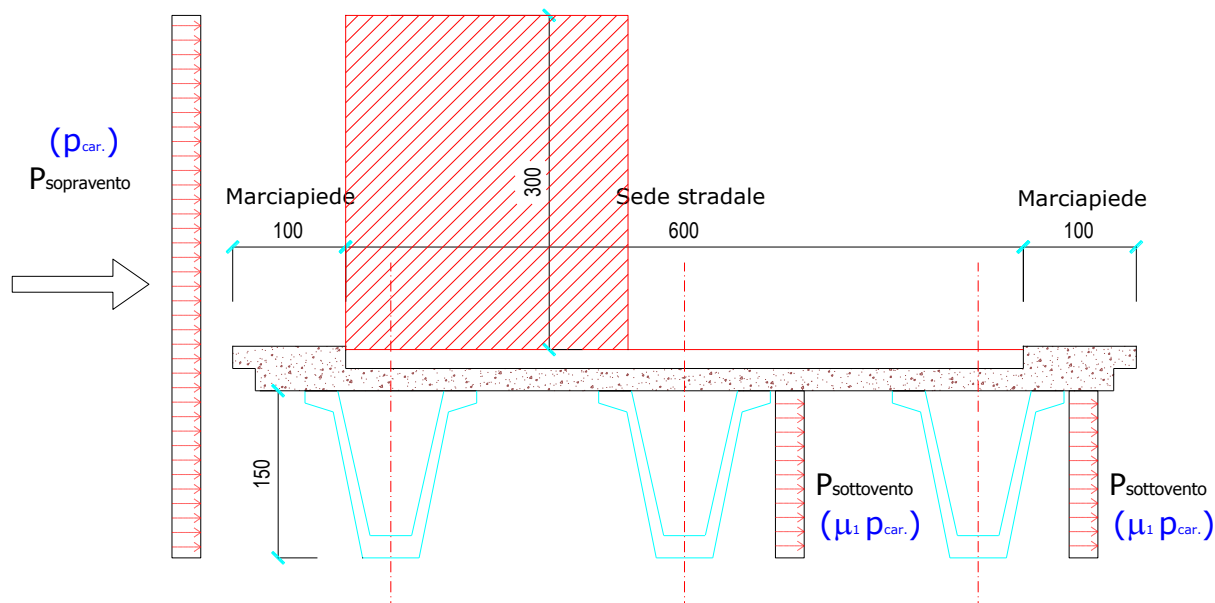


Figura 15 – Azione del vento a ponte carico

L'altezza investita in caso di ponte carico è pari a:

$$h_i = h_{trave} + h_{soletta} + h_{pavim.} + h_{mezzo} = 1,50 + 0,20 + 0,10 + 3,00 = 4,80 \text{ m}$$

Il momento flettente, valutato sulla sezione ad una quota pari a quella dell'intradosso della trave, è pari a:

Campata centrale

$$M_{car.} = p_{car.} \cdot \left(\frac{h_i^2}{2} + \mu \cdot \frac{h_{trave}^2}{2} + \mu^2 \cdot \frac{h_{trave}^2}{2} \right) = 1,15 \cdot \left(\frac{4,80^2}{2} + 0,20 \cdot \frac{1,50^2}{2} + 0,20^2 \cdot \frac{1,50^2}{2} \right) = 13,56 \frac{kNm}{m}$$

$$|V_{car}| = \frac{M_{car.}}{b} = \frac{13,56}{5,20} = 2,61 \text{ kN/m}$$

Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta. Le azioni sopra calcolate vengono applicate, nel modello di calcolo a graticcio, alle travi principali come carico uniformemente distribuito, al fine di determinare le azioni globali (momento flettente, taglio, momento torcente) agenti sulle travi stesse.

Il valore così ottenuto è a favore di sicurezza.

4.5 Effetti della temperatura

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.

La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti.

4.5.1 Temperatura dell'aria esterna

La temperatura dell'aria esterna T_{est} può assumere il valore T_{max} o T_{min} definite rispettivamente come temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni.

Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione potrà essere ridotto come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà $T_R \geq 5$ anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi e un anno, si assumerà $T_R \geq 10$ anni;

In mancanza di adeguate indagini statistiche basate su dati specifici relativi al sito in esame, T_{max} o T_{min} dovranno essere calcolati in base alle espressioni riportate nel seguito, per le varie zone indicate nella Fig. 3.5.1. Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.



Fig. 3.5.1 – Zone della temperatura dell'aria esterna.

Nelle espressioni seguenti, T_{max} o T_{min} sono espressi in °C; l'altitudine di riferimento a_s (espressa in m) è la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione.

Zona I

Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino-Alto Adige, Veneto, Friuli-Venezia Giulia, Emilia Romagna:

$$T_{\min} = -15 - 4 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.1]$$

$$T_{\max} = 42 - 6 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.2]$$

Zona II

Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Sardegna, Campania, Basilicata:

$$T_{\min} = -8 - 6 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.3]$$

$$T_{\max} = 42 - 2 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.4]$$

Zona III

Marche, Abruzzo, Molise, Puglia:

$$T_{\min} = -8 - 7 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.5]$$

$$T_{\max} = 42 - 0.3 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.6]$$

Zona IV

Calabria, Sicilia:

$$T_{\min} = -2 - 9 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.7]$$

$$T_{\max} = 42 - 2 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.8]$$

Ne consegue che:

$$T_{\min} = -15 - 4 \cdot \frac{a_s}{1000} = -15 - 4 \cdot \frac{40}{1000} = -15,2 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{\max} = 42 - 6 \cdot \frac{a_s}{1000} = 42 - 6 \cdot \frac{40}{1000} = 41,8 \text{ } ^\circ\text{C}$$

4.5.2 Distribuzione della temperatura negli elementi strutturali

Il campo di temperatura sulla sezione di un elemento strutturale monodimensionale con asse longitudinale x può essere in generale descritto mediante:

- la componente uniforme $\Delta T_u = T - T_0$ pari alla differenza tra la temperatura media attuale T e quella iniziale alla data della costruzione T_0 ;
- le componenti variabili con legge lineare secondo gli assi principali y e z della sezione, ΔT_{My} e ΔT_{Mz} .

Nel caso di strutture soggette ad elevati gradienti termici si dovrà tener conto degli effetti indotti dall'andamento non lineare della temperatura all'interno delle sezioni.

La temperatura media attuale T può essere valutata come media tra la temperatura della superficie esterna $T_{\text{sup,est}}$ e quella della superficie interna dell'elemento considerato, $T_{\text{sup,int}}$.

Le temperature della superficie esterna $T_{\text{sup,est}}$ e quella della superficie interna $T_{\text{sup,int}}$ dell'elemento considerato vengono valutate a partire dalla temperatura dell'aria esterna T_{est} e di quella interna T_{int} tenendo conto del trasferimento di calore per irraggiamento e per convezione all'interfaccia aria-costruzione e della eventuale presenza di materiale isolante (vedi Fig. 3.5.2).

In mancanza di determinazioni più precise, la temperatura iniziale può essere assunta $T_0 = 15 \text{ } ^\circ\text{C}$.

Per la valutazione del contributo dell'irraggiamento solare si può fare riferimento alla Tab. 3.5.I.

Tab. 3.5.I - Contributo dell'irraggiamento solare

| Stagione | Natura della superficie | Incremento di Temperatura | |
|----------|-------------------------|------------------------------|--|
| | | superfici esposte a Nord-Est | superfici esposte a Sud-Ovest od orizzontali |
| Estate | Superficie riflettente | 0 °C | 18 °C |
| | Superficie chiara | 2 °C | 30 °C |
| | Superficie scura | 4 °C | 42 °C |
| Inverno | | 0 °C | 0 °C |

Fissando T_0 a 15.0 °C, dedotto dall'Annesso nazionale dell'Eurocodice, si ottiene l'escursione termica uniforme effettiva subita dall'impalcato:

$$\Delta T_{N \text{ comp}} = -15,2 - 15 = -30,2 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{N \text{ exp}} = 41,8 - 15 = +26,8 \text{ °C}$$

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a: $\Delta T_N = 57.0 \text{ °C}$.

5. SCHEMI DI CALCOLO E MODELLAZIONE VALIDA PER LA CONTINUITA'

In questo capitolo vengono analizzati i criteri di verifica di sicurezza nei confronti delle azioni descritte nel capitolo precedente e l'applicazione di esse ai modelli strutturali.

5.1 Sicurezza e calcolo delle prestazioni attese

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle norme NTC 2018.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito nelle NTC 2018, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

5.1.1 Stati limite ultimi (SLU)

I principali Stati Limite Ultimi sono elencati nel seguito:

- perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- spostamenti o deformazioni eccessive;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- instabilità di parti della struttura o del suo insieme

5.1.2 Stati limite di esercizio (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio, di cui al § 5.1, sono elencati nel seguito:

- danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione.

5.2 Valutazione della sicurezza

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati. Nel seguito sono normati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello. Per opere di particolare importanza si possono adottare metodi di livello superiore, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

5.3 Combinazione dei carichi

Si applicano le combinazioni di carico previste dalla NTC 2018. Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a e 2b.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

| | Carichi sulla superficie carrabile | | | | | Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili |
|------------------|--|----------------------------------|---|-----------------------|-----------------------|--|
| | Carichi verticali | | | Carichi orizzontali | | Carichi verticali |
| Gruppo di azioni | Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6) | Veicoli speciali | Folla (Schema di carico 5) | Frenatura | Forza centrifuga | Carico uniformemente distribuito |
| 1 | Valore caratteristico | | | | | Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m ² |
| 2a | Valore frequente | | | Valore caratteristico | | |
| 2b | Valore frequente | | | | Valore caratteristico | |
| 3 (*) | | | | | | Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ² |
| 4 (**) | | | Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ² | | | Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ² |
| 5 (***) | Da definirsi per il singolo progetto | Valore caratteristico o nominale | | | | |

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P=1$.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

Ponti in c.a.p. sul canale Milano – Cremona – Po
Verifica statica

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

| | | Coefficiente | EQU ⁽¹⁾ | A1 | A2 |
|--|---------------------------|--|-----------------------------|-----------------------------|--------------|
| Azioni permanenti g_1 e g_3 | favorevoli sfavorevoli | γ_{G1} e γ_{G3} | 0,90 1,10 | 1,00 1,35 | 1,00 1,00 |
| Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2 | favorevoli sfavorevoli | γ_{G2} | 0,00 1,50 | 0,00 1,50 | 0,00 1,30 |
| Azioni variabili da traffico | favorevoli sfavorevoli | γ_Q | 0,00 1,35 | 0,00 1,35 | 0,00 1,15 |
| Azioni variabili | favorevoli sfavorevoli | γ_{Qi} | 0,00 1,50 | 0,00 1,50 | 0,00 1,30 |
| Distorsioni e presollecitazioni di progetto | favorevoli sfavorevoli | $\gamma_{\varepsilon 1}$ | 0,90 1,00 ⁽³⁾ | 1,00 1,00 ⁽⁴⁾ | 1,00 1,00 |
| Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari | favorevoli sfavorevoli | $\gamma_{\varepsilon 2}, \gamma_{\varepsilon 3}, \gamma_{\varepsilon 4}$ | 0,00 1,20 | 0,00 1,20 | 0,00 1,00 |

- (1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.
- (2) Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
- (3) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna.
- (4) 1,20 per effetti locali.

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

| Azioni | Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV) | Coefficiente ψ_0 di combi- nazione | Coefficiente ψ_1 (valori frequent) | Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanent) |
|--|---------------------------------------|---|---|--|
| Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV) | Schema 1 (carichi tandem) | 0,75 | 0,75 | 0,0 |
| | Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti) | 0,40 | 0,40 | 0,0 |
| | Schemi 3 e 4 (carichi concentrati) | 0,40 | 0,40 | 0,0 |
| | Schema 2 | 0,0 | 0,75 | 0,0 |
| | 2 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | 3 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | 4 (folla) | -- | 0,75 | 0,0 |
| | 5 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| Vento | a ponte scarico SLU e SLE | 0,6 | 0,2 | 0,0 |
| | in esecuzione | 0,8 | 0,0 | 0,0 |
| | a ponte carico SLU e SLE | 0,6 | 0,0 | 0,0 |
| Neve | SLU e SLE | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | in esecuzione | 0,8 | 0,6 | 0,5 |
| Temperatura | SLU e SLE | 0,6 | 0,6 | 0,5 |

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali.

5.3.1 Combinazioni SLU e in esercizio

In accordo al § 2.5.3 delle NTC 2018, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

5.4 Modelli strutturali

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato attraverso il codice ad elementi finiti “SAP2000NL”; l'intera struttura è stata discretizzata in elementi “beam” costituenti il graticcio di travi.

Di seguito si evidenzia la modellazione utilizzata.

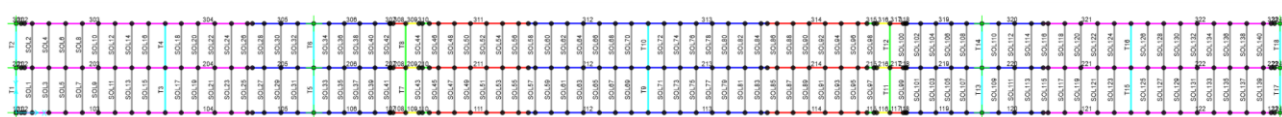


Figura 16 – Impalcato con numerazione frame

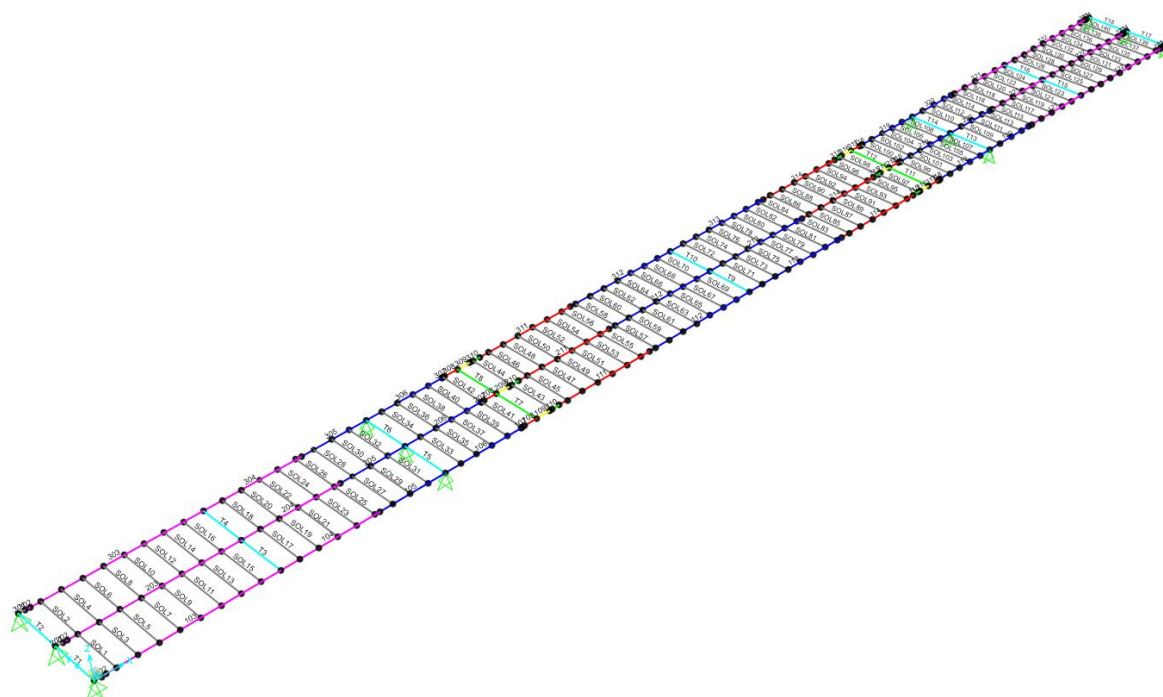


Figura 17 – Impalcato vista 3d – Modellazione statica

6. ANALISI DEGLI ELEMENTI – CONTINUITA'

6.1 Sollecitazioni travi in [kN], [m]

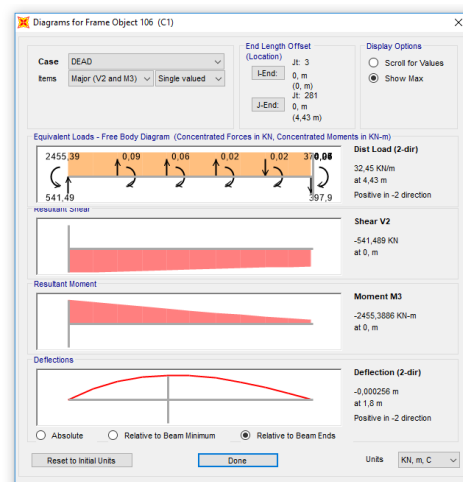
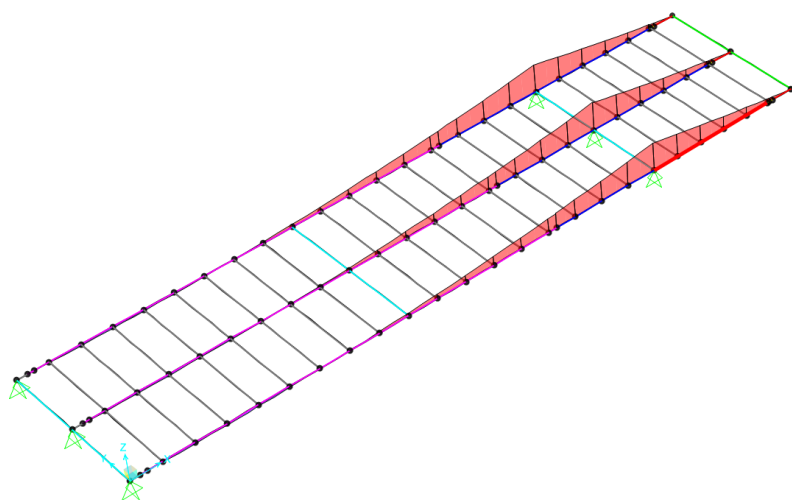


Figura 18 – Sollecitazioni in continuità dovute al peso proprio

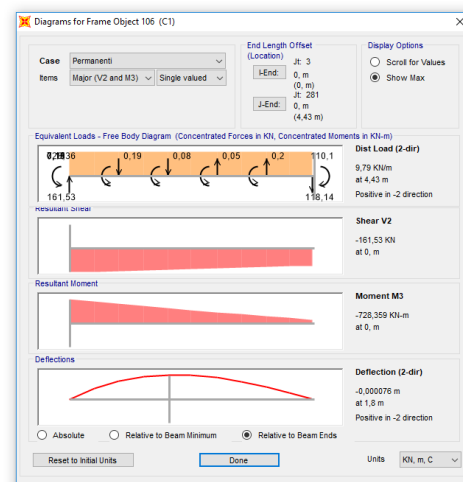
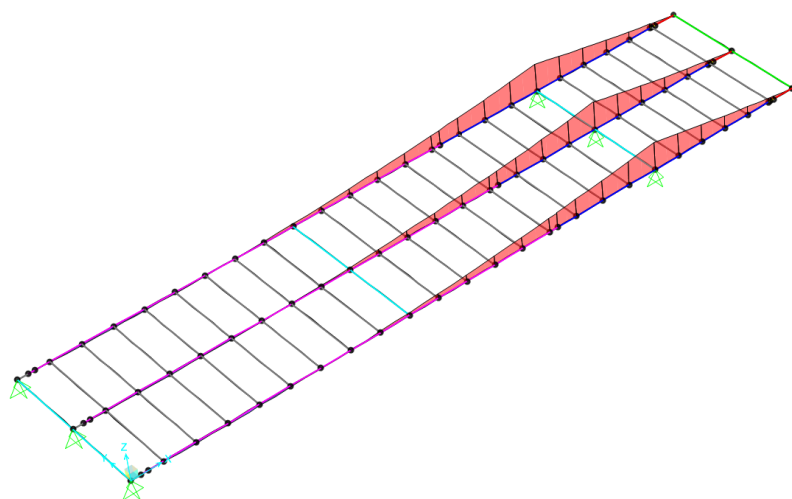


Figura 19 – Sollecitazioni in continuità dovute ai carichi permanenti

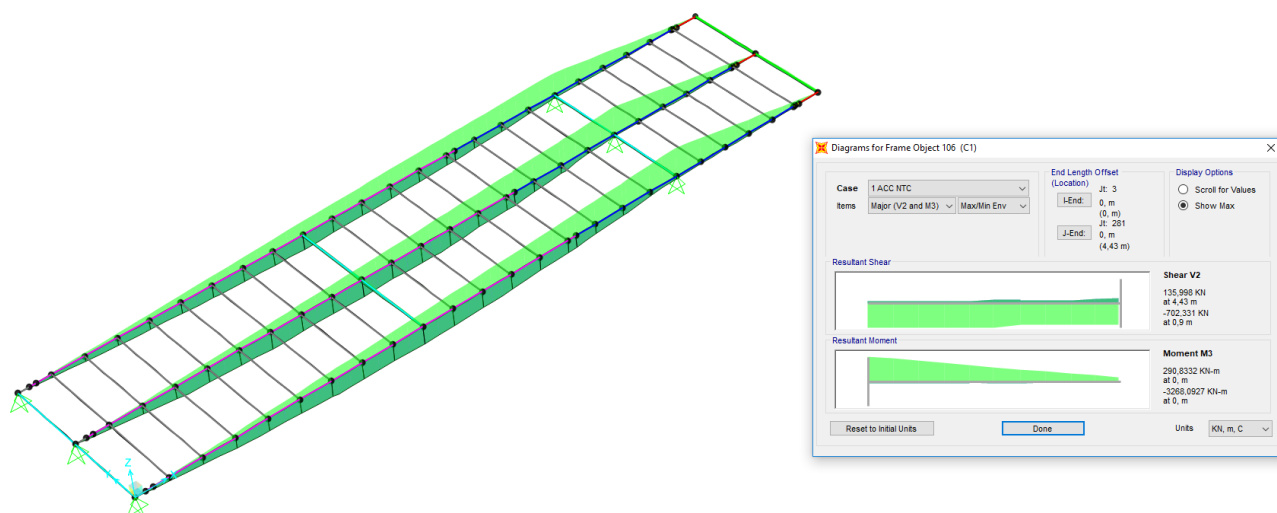


Figura 20 – Sollecitazioni in continuità dovute ai carichi accidentali mezzi secondo la NTC 2018

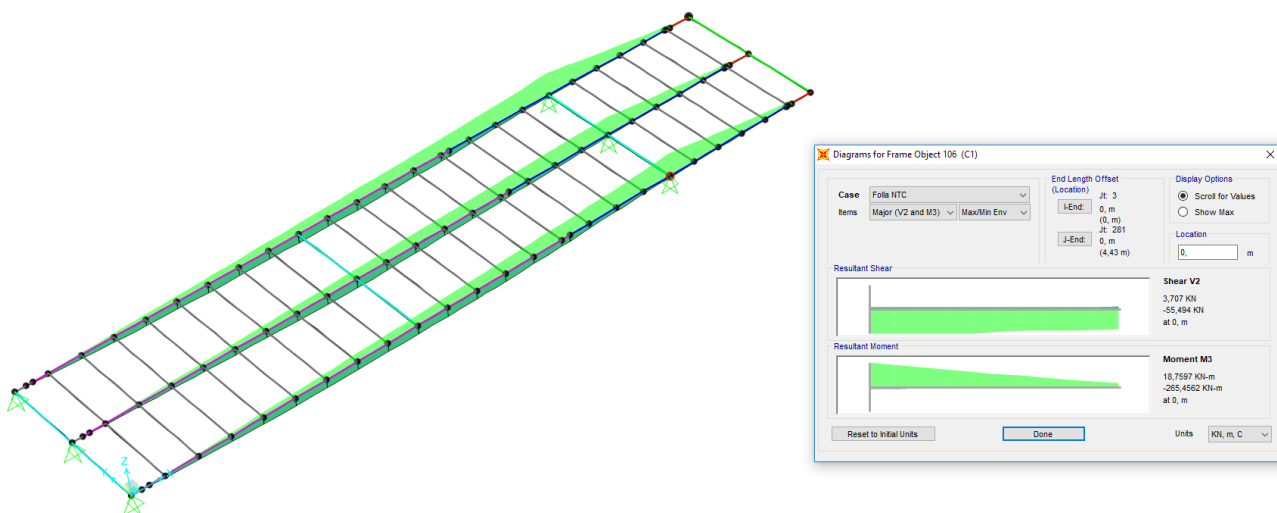


Figura 21 – Sollecitazioni in continuità dovute ai carichi accidentali folla

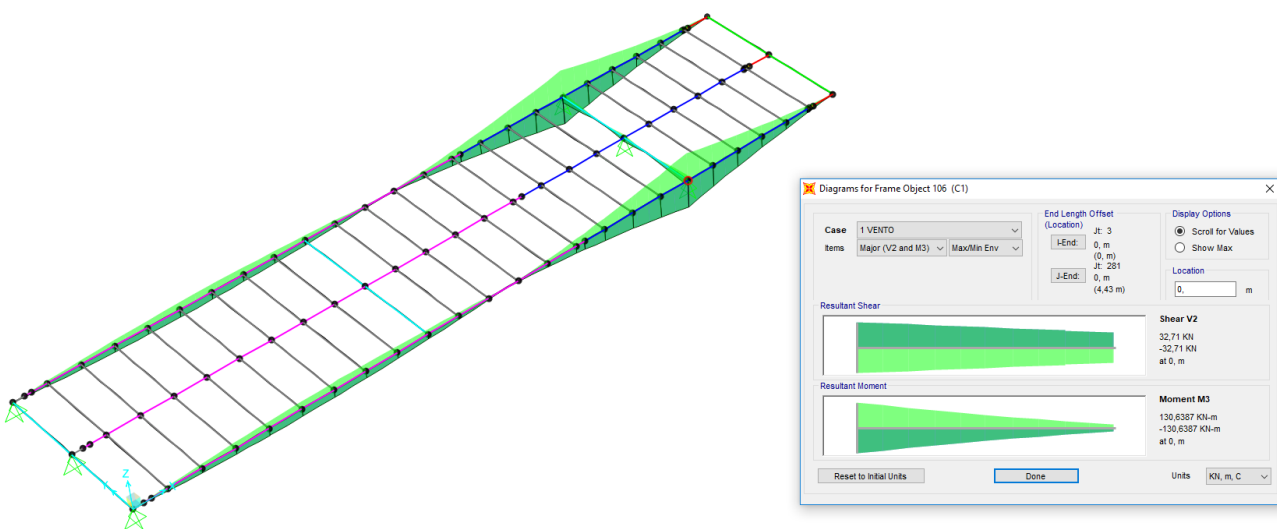


Figura 22 – Sollecitazioni in continuità dovute ai carichi accidentali vento

6.2 Verifica della continuità

Le sollecitazioni agenti sulla continuità sono pari a:

| | |
|--|----------------------------------|
| peso proprio | $M_{Ed} = -2.455,39 \text{ kNm}$ |
| permanenti | $M_{Ed} = -728,36 \text{ kNm}$ |
| carichi accidentali da traffico (NTC 2018) | $M_{Ed} = -3.268,09 \text{ kNm}$ |
| carichi accidentali folla | $M_{Ed} = -265,46 \text{ kNm}$ |
| carichi accidentali vento | $M_{Ed} = -130,64 \text{ kNm}$ |

Ne consegue che.

$M_{Ed, SLU} =$

$= -2.455,39 \square 1,35 - 728,36 \square 1,50 - 3.268,09 \square 1,35 - 265,46 \square 1,35 - 130,64 \square 1,50 \square 0,60 = -9.295,19 \text{ kNm}$

$M_{Ed, SLE} = -2.455,39 - 728,36 - 3.268,09 - 265,46 - 130,64 \square 0,60 = -6.795,68 \text{ kNm}$

Titolo :

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

| N° | x [cm] | y [cm] |
|----|--------|--------|
| 9 | 87,6 | 30 |
| 10 | 64,4 | 30 |
| 11 | 41 | 150 |
| 12 | 0 | 150 |
| 13 | 0 | 139 |

| N° | As [cm²] | x [cm] | y [cm] |
|----|----------|--------|--------|
| 1 | 3,14 | 76 | 145 |

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N kN
M kNm
M

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Cavo snervato

M kN m
xRd **d** cm
x **x/d**
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
δ

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Armatura Precompressione
N° cavi **Zoom**

| N° | As [cm²] | x [cm] | y [cm] | σ _{sp} [MPa] |
|----|----------|--------|--------|-----------------------|
| 1 | 7,44 | 76 | 145 | 1014 |
| 2 | 7,44 | 76 | 141 | 1014 |
| 3 | 1,86 | 76 | 137 | 1014 |
| 4 | 1,86 | 76 | 133 | 1014 |
| 5 | 1,86 | 76 | 129 | 1014 |
| 6 | 1,86 | 76 | 125 | 1014 |

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviato

Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ cm **Col. modello**

☒ Precompresso

Materiali
Trefolo **C35/45**
ε_{su} ‰ **ε_{c2}** ‰
f_{yd} N/mm² **ε_{cu}** ‰
E_s N/mm² **f_{cd}** N/mm²
E_s/E_c **f_{cc}/f_{cd}** ?
ε_{syd} ‰ **σ_{c,adm}** N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² **τ_{co}** N/mm²
τ_{c1} N/mm²

Trefolo
ε_{su} ‰
f_{yd} N/mm²
E_s/E_c **ε_{syd}** ‰
σ_{s,adm} N/mm²
σ_{sp} N/mm²
ε_{sp} ‰ compressa predef.

La sezione non è verificata.

7. ANALISI DEGLI ELEMENTI – CAMPATA

Ove non sia diversamente specificato, le grandezze contenute nella presente relazione sono espresse nelle seguenti unità di misura:

lunghezza : m
forza : KN

I diametri delle barre di armatura lenta sono sempre espressi in millimetri, i diametri dei trefoli di precompressione sono invece espressi in pollici (=25.4 mm).

I carichi agenti sull'impalcato sono, come è naturale assumere, positivi se diretti verso il basso. Le tensioni sono positive se di trazione, sia per quanto riguarda il calcestruzzo che l'acciaio.

Si considera l'impalcato come un piano in cui un sistema di assi ortogonali x,y individua ogni punto di esso.

L'asse x è assunto longitudinalmente all'asse delle travi, l'asse y ortogonalmente.

L'origine di questo sistema di riferimento è posizionata sulla intersezione tra l'asse di simmetria delle travi prefabbricate e un asse degli appoggi (è indifferente quale dei due assi appoggi viene assunto come origine x).

Le grandezze y rappresentano perciò le eccentricità dei carichi ed hanno segno negativo verso destra e positivo verso sinistra guardando le sezioni nelle figure allegate.

Le grandezze x sono sempre positive.

L'asse delle z, ortogonale al piano x,y , ha lo zero sul fondo delle travi prefabbricate ed ha valori positivi verso l'alto.

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto in opera di traversi e soletta collaboranti.

Le travi sono autoportanti, non necessitano quindi di alcun rompitratta o puntellamento provvisorio durante l'esecuzione dell'impalcato.

Si distinguono due fasi successive di lavoro:

PRIMA FASE

Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono da sole al peso proprio ed a quello della soletta gettata in opera.

SECONDA FASE

Il sistema misto travi precomprese e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

Le travi vengono costruite in uno stabilimento di prefabbricazione e successivamente trasportate a piè d'opera e varate.

Il sistema di precompressione è del tipo a fili aderenti.

I trefoli che costituiscono l'armatura di precompressione vengono tesati sino alla tensione σ spi prevista nella presente relazione.

Disposta l'armatura lenta per gli sforzi di taglio (staffe), ultimata la tesatura e fissata la casseratura,

si procede al getto del calcestruzzo.

La maturazione del calcestruzzo avviene con ciclo termico a vapore opportunamente tarato in funzione del mix-design e della resistenza R_{ck} che è richiesta al momento del taglio dei trefoli.

Una volta raggiunta la resistenza R_{ck} si procede all'allentamento delle armature di precompressione ed allo stoccaggio del manufatto.

7.1 Metodo ed ipotesi di calcolo

L'impalcato viene realizzato con travi in semplice appoggio collaboranti tra loro grazie all'azione della soletta.

Esso si presenta quindi come una lastra appoggiata sui lati opposti e che presenta una forte ortotropia.

Per la ricerca delle sollecitazioni nei vari elementi componenti l'impalcato si ricorre al metodo di Massonnet che permette, mediante l'ausilio di opportuni coefficienti, di risolvere la ripartizione dei carichi e conoscere le sollecitazioni.

Questo metodo fu proposto da Guyon nel 1946 per un grigliato di travi prive di rigidezza torsionale, ripreso da Massonnet nel 1950 per tener conto della torsione, infine esteso da Bares; questi ultimi Autori hanno sistemato in modo definitivo la materia in un libro ("Les calculs des grillages de ponts et dalles orthotropes selon la Method Guyon - Massonnet - Bares", Dunod, Parigi, 1966) che fornisce un gran numero di tabelle direttamente utilizzabili dal progettista e che ne ha agevolato una larga diffusione.

Nel grigliato ortotropo il procedimento di Massonnet trae origine dallo studio di un graticcio appoggiato in corrispondenza degli estremi delle travi principali longitudinali e libero sugli altri estremi; graticcio che si suppone equivalente ad una piastra ortotropa.

Se si osserva un graticcio di travi si constata che si tratta di una struttura a travi bidirezionali a direzioni per lo più ortogonali.

Il comportamento dell'impalcato dipende essenzialmente dalle rigidezze flessionali e torsionali dei due ordini di travi e dalla loro reciproca influenza.

Si può, pertanto, pensare di assimilare l'impalcato ad una piastra ortotropa nella quale la caratterizzazione di comportamento nelle due direzioni sia data dalle rigidezze flessionali e torsionali anziché dai legami costitutivi dei materiali.

Il metodo di Massonnet considera l'impalcato reale come una lastra rettangolare di larghezza teorica

$$2 \cdot B = n \cdot i$$

n = n.travi , i = interasse travi

e lunghezza pari alla luce di calcolo; tiene conto della differente deformabilità della lastra in senso longitudinale e in senso trasversale.

Si considera una condizione di carico

$$p(x;e) = P_m \sin (\pi x/l)$$

variabile con legge sinusoidale ed agente parallelamente all'asse x con eccentricità e; per tale carico la deformata ha una legge $w(x,y;e)$ che si ottiene integrando l'equazione di Huber. Esprimendo in serie di Levy, la deformata assume la forma

$$w(x,y;e) = w(1/2,y;e) \sin (\pi x/l)$$

considerando una condizione di carico avente la stessa legge di variazione e lo stesso P_m ma distribuito su tutta la larghezza dell'impalcato

$$p(x;e) = (P_m/2b) \sin (\pi x/l)$$

si avrà una deformata cilindrica che può assumere la forma

$$w(x) = w(1/2) \sin (\pi x/l)$$

Si può, quindi, definire per una trave di ordinata y e carico di eccentricità e, il coefficiente di ripartizione trasversale (adimensionale)

$$K(y;e) = w(x,y;e)/ w(x) = w(1/2,y;e) / w(1/2)$$

Si ha, pertanto, per il carico unitario di eccentricità e, il rapporto fra il carico su una trave di ordinata y e il carico medio $1/n$ dove n è il numero delle travi.

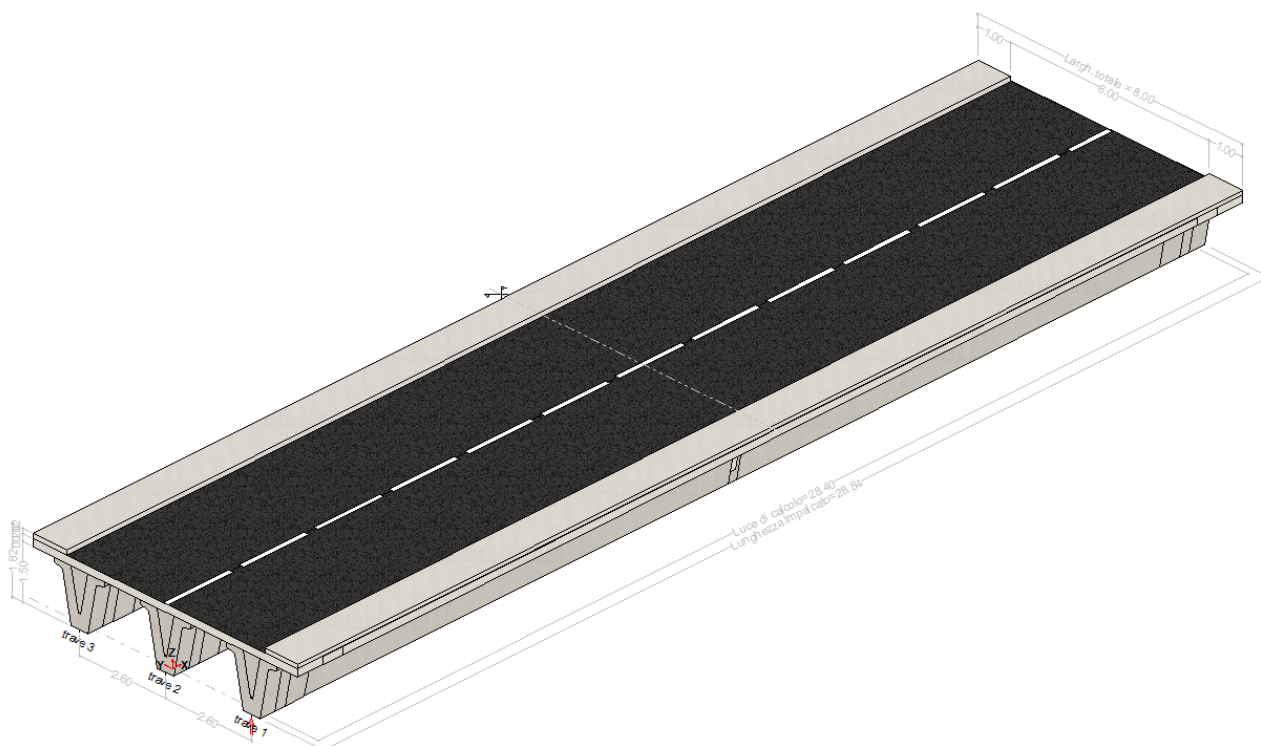
Il valore di $K(y;e)$ è stato calcolato dal Massonnet e tabellato in base ai parametri dai quali dipende e precisamente

- a) dal rapporto y/b rappresentante la posizione della trave longitudinale presa in considerazione (e lungo la quale y ha sempre lo stesso valore);
- b) dal rapporto e/b che rappresenta la posizione del carico;
- c) dal rapporto di rigidezza torsionale (compreso tra 0 e 1);
- d) dal rapporto adimensionale di rigidezza flessionale.

7.2 Dati geometrici

Tipo di impalcato: travi prefabbricate più soletta collaborante

| | |
|---------------------------------|-----------------|
| Luce di calcolo | 28.40 |
| Larghezza cordolo sinistro | 1.00 |
| Larghezza carreggiata | 6.00 |
| Larghezza cordolo destro | 1.00 |
| Larghezza fuori tutto impalcato | 8.00 |
| Numero travi | 3 |
| Tipo trave | CANALE MI-CR-PO |
| Interasse travi | 2.60 |
| Larghezza travi | 1.52 |
| Lunghezza retrotrave | 0.22 |
| Lunghezza ringrosso | 0.76 |
| Lunghezza svasatura | 0.60 |
| Eccentricità travi-soletta | 0.00 |
| Spessore medio soletta | 0.20 |
| Spessore minimo soletta | 0.20 |
| Luce di calcolo soletta | 0.94 |
| Larghezza marciapiede sinistro | 1.00 |
| Dist. marciapiede sinistro | 0.00 |
| Larghezza marciapiede destro | 1.00 |
| Dist. marciapiede destro | 0.00 |
| Spessore medio cordoli | 0.12 |



7.3 Traversi in campata

| Numero traversi | | 1 |
|---------------------------|-------|------|
| Altezza sezione traversi | | 1.45 |
| Spessore sezione traversi | | 0.25 |
| n. | X | |
| 1 | 14.20 | |

7.4 Traversi in testata

| Altezza sezione traversi | | 0.50 |
|---------------------------|-------|------|
| Spessore sezione traversi | | 0.48 |
| n. | X | |
| 1 | 0.00 | |
| 2 | 28.40 | |

7.5 Trave prefabbricata CANALE MI-CR-PO

Per la descrizione geometrica delle sezioni della trave viene utilizzato il sistema di riferimento x,y locale, avente asse x allineato con l'asse Y globale ma di direzione discorde, ed asse y concorde con asse Z globale.

7.5.1 Sezione in campata

| Vertice n. | x | y |
|------------|--------|-------|
| 1 | -0.250 | 0.000 |
| 2 | -0.512 | 1.310 |
| 3 | -0.760 | 1.390 |
| 4 | -0.760 | 1.500 |
| 5 | -0.470 | 1.500 |
| 6 | -0.236 | 0.256 |
| 7 | 0.236 | 0.256 |
| 8 | 0.470 | 1.500 |
| 9 | 0.760 | 1.500 |
| 10 | 0.760 | 1.390 |
| 11 | 0.512 | 1.310 |
| 12 | 0.250 | 0.000 |
| 13 | 0.000 | 0.300 |

| | |
|------------------------------|------|
| Altezza della sezione | 1.50 |
| Spessore complessivo anime | 0.16 |
| Area sezione di calcestruzzo | 0.39 |
| Ordinata y baricentro | 0.71 |
| Ascissa x baricentro | 0.00 |
| J baricentro | 0.11 |
| Coefficiente torsionale | 0.11 |

7.5.2 Sezione in testata

| Vertice n. | x | y |
|------------|--------|-------|
| 1 | -0.250 | 0.000 |
| 2 | -0.512 | 1.310 |
| 3 | -0.760 | 1.390 |
| 4 | -0.760 | 1.500 |
| 5 | -0.250 | 1.500 |
| 6 | -0.030 | 0.400 |
| 7 | 0.030 | 0.400 |

| Vertice n. | x | y |
|------------|-------|-------|
| 8 | 0.250 | 1.500 |
| 9 | 0.760 | 1.500 |
| 10 | 0.760 | 1.390 |
| 11 | 0.512 | 1.310 |
| 12 | 0.250 | 0.000 |
| 13 | 0.000 | 0.300 |

| | |
|------------------------------|------|
| Altezza della sezione | 1.50 |
| Spessore complessivo anime | 0.60 |
| Area sezione di calcestruzzo | 0.96 |
| Ordinata y baricentro | 0.80 |
| Ascissa x baricentro | 0.00 |
| J baricentro | 0.19 |
| Coefficiente torsionale | 0.20 |

7.6 Geometria getto in opera

La descrizione geometrica delle sezioni del getto in opera viene data nel sistema di riferimento X,Y,Z globale dell'impalcato

7.6.1 Sezione in campata

| Vertice n. | Y | Z |
|------------|--------|-------|
| 1 | 4.000 | 1.500 |
| 2 | 4.000 | 1.700 |
| 3 | 0.000 | 1.700 |
| 4 | -4.000 | 1.700 |
| 5 | -4.000 | 1.500 |

| | |
|-----------------------|-------|
| X iniziale | 1.14 |
| X finale | 27.26 |
| Lunghezza in direz. X | 26.12 |
| Altezza della sezione | 0.20 |
| Area sezione | 1.60 |
| Z baricentro | 1.60 |
| J baricentrico | 0.01 |

7.6.2 Sezione in testata

| Vertice n. | Y | Z |
|------------|--------|-------|
| 1 | 4.000 | 1.500 |
| 2 | 4.000 | 1.700 |
| 3 | 0.000 | 1.700 |
| 4 | -4.000 | 1.700 |
| 5 | -4.000 | 1.500 |

| | |
|-----------------------------------|------|
| Lunghezza in direz. X (2 testate) | 1.52 |
| Altezza della sezione | 0.20 |
| Area sezione | 1.60 |
| Z baricentro | 1.60 |
| J baricentrico | 0.01 |

7.7 Parametri dei materiali

| | |
|--|----------|
| Ritiro differenziale trave - soletta | 0.00000 |
| Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave | 0.91 |
| E trave/soletta (calcolo frecce) | 3.4625E7 |
| Peso specifico trave prefabbricata | 25.0000 |
| Peso specifico calcestruzzo getto in opera | 25.0000 |

7.8 Parametri di Massonnet

| | | |
|-------------------------------------|----|-------|
| Eccentricità trave verificata (n.1) | Y | -2.60 |
| Luce di calcolo travi principali | L | 28.40 |
| Interasse traversi | L1 | 14.20 |
| Semilarghezza teorica impalcato | B | 3.90 |
| Interasse travi | B1 | 2.60 |

Trave:

$A_p = 0.87$ (area sezione cls trave+soletta)
 $D_p = 1.20$ (quota baricentro)
 $J_p = 0.28$ (momento d'inerzia flessionale)
 $C_p = 0.00$ (coefficiente di torsione)

Traverso:

$A_e = 0.81$ (area sezione traverso/soletta)
 $D_e = 1.18$ (quota baricentro da base sezione)
 $J_e = 0.20$ (momento d'inerzia flessionale)
 $C_e = 0.00$ (coefficiente di torsione)

Larghezza soletta collaborante con il traverso = 2.25

Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave = 0.91

Teta = 0.234 Radice alfa = 0.000

7.9 Coefficienti

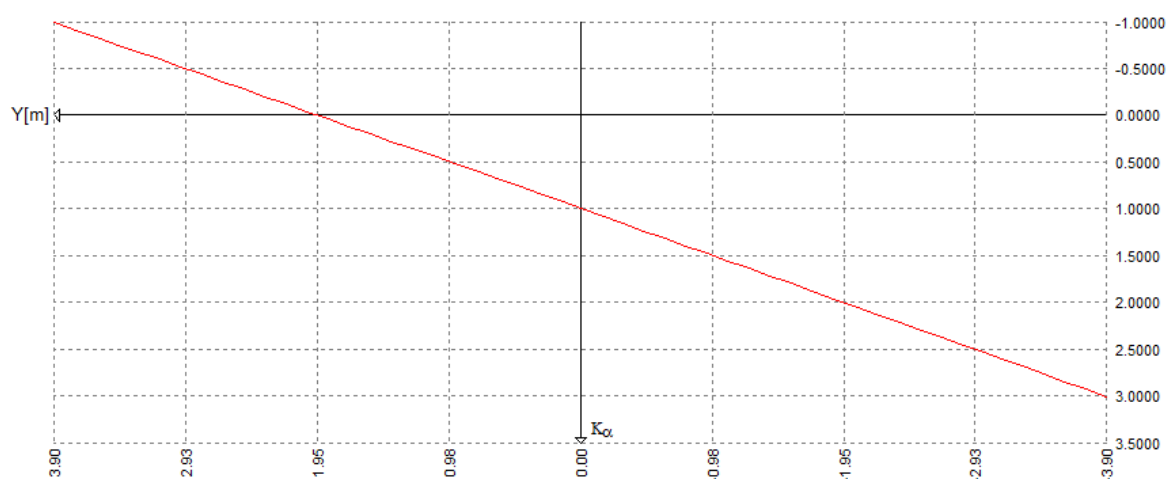
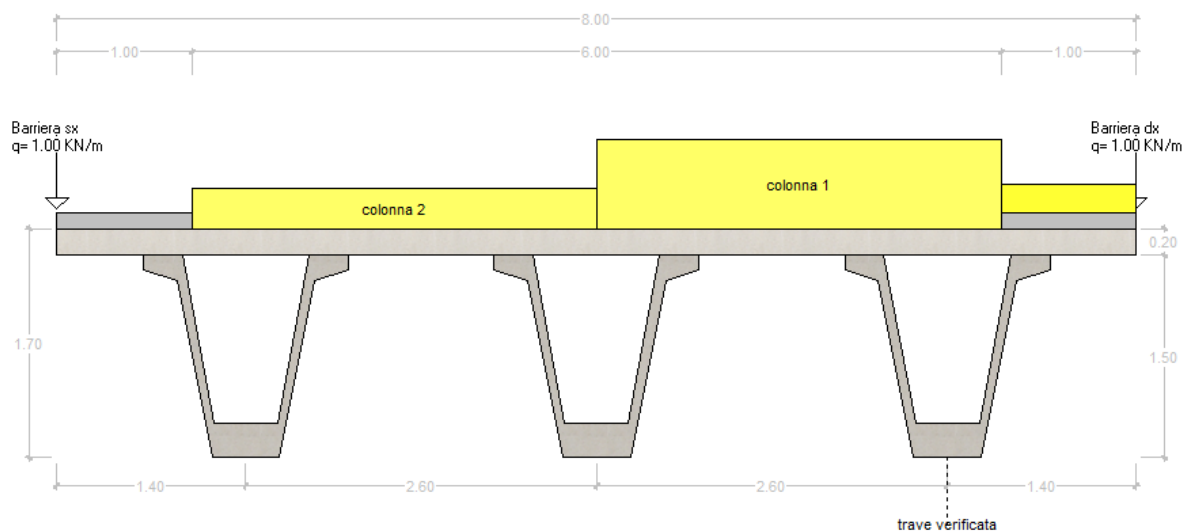
Si calcolano i coefficienti d'influenza della 1ª trave che ha una eccentricita' $Y = 2.6$ [m] e che risulta essere la piu' sollecitata:

| Y= | 3.90 | 2.93 | 1.95 | 0.98 | 0.00 | -0.98 | -1.95 | -2.93 | -3.90 |
|---------------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| K_0 | -0.991 | -0.496 | -0.001 | 0.495 | 0.994 | 1.496 | 2.000 | 2.504 | 3.007 |
| K_1 | 0.840 | 0.876 | 0.913 | 0.953 | 0.996 | 1.041 | 1.087 | 1.130 | 1.171 |
| K_{\square} | -0.991 | -0.496 | -0.001 | 0.495 | 0.994 | 1.496 | 2.000 | 2.504 | 3.007 |

Vengono riportati di seguito i coefficienti μ_a relativi alla sezione $Y = 0.00$ del traverso, ed alla prima armonica.

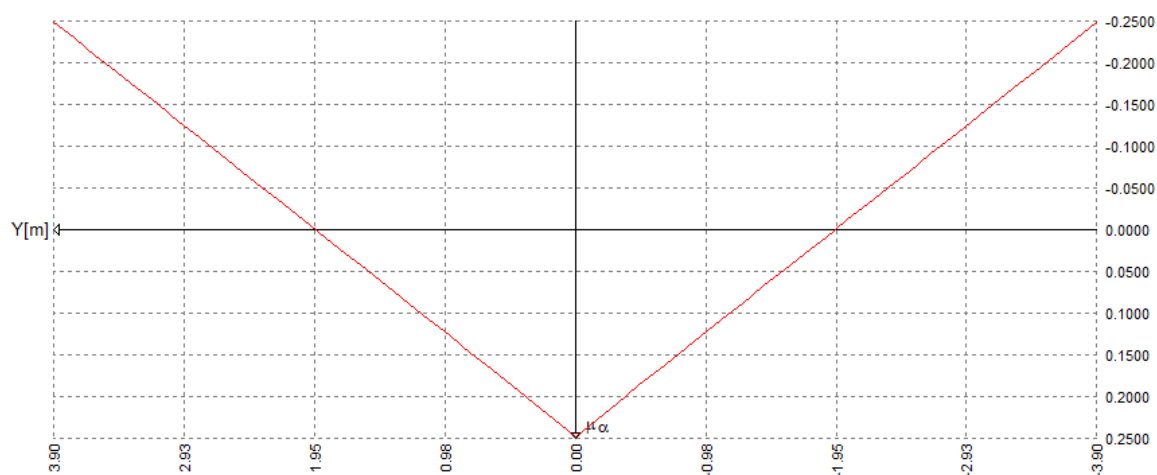
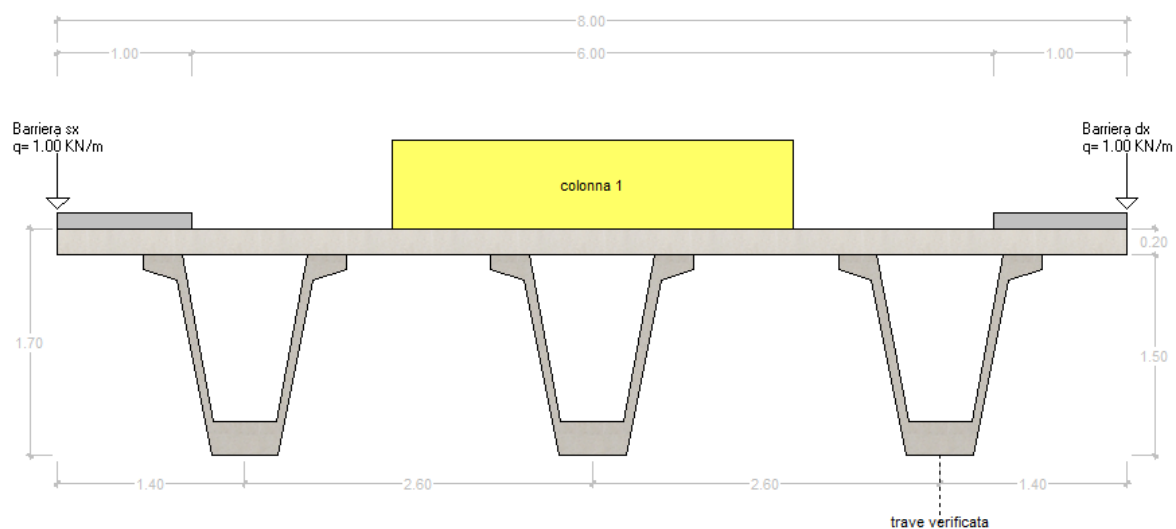
| Y= | 3.90 | 2.93 | 1.95 | 0.98 | 0.00 | -0.98 | -1.95 | -2.93 | -3.90 |
|-----------------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|
| μ_{\square} | -0.247 | -0.124 | 0.000 | 0.124 | 0.248 | 0.124 | 0.000 | -0.124 | -0.247 |

Diagramma di ripartizione trasversale - coeff. K_α di Massonnet



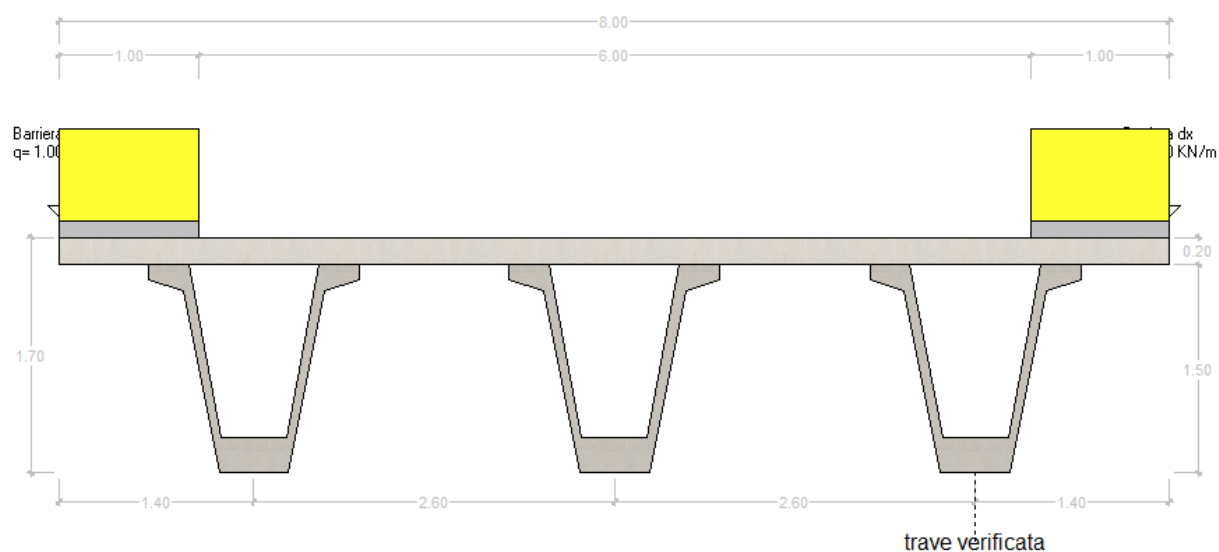
Ponti in c.a.p. sul canale Milano – Cremona – Po
Verifica statica

Diagramma coeff. μ di influenza del traverso, configurazione del carico per M max



Ponti in c.a.p. sul canale Milano – Cremona – Po
Verifica statica

Diagramma coeff. μ di influenza del traverso, configurazione del carico per M min



7.10 Valori caratteristici delle azioni permanenti

7.10.1 Fase 1

Pesi gravanti sulla trave singola:

| | | |
|-----------------------------------|--------|--------|
| Lunghezza trave in asse | 28.84 | [m] |
| Peso trave (sezione filante) | 9.72 | [KN/m] |
| Peso trave (sezione ringrossata) | 23.98 | [KN/m] |
| Peso totale trave prefabbricata | 310.63 | [KN] |
| Peso soletta gravante sulla trave | 13.50 | [KN/m] |
| Peso traverso in testata | 8.00 | [KN] |
| Peso traverso in campata | 14.74 | [KN] |

7.10.2 Fase 2

Pavimentazione

Peso pavimentazione ($2.20 \text{ [KN/m}^2\text{]}$) gravante sulla trave: 4.39 [KN/m]

La larghezza della carreggiata viene suddivisa in 20 intervalli uguali e per ciascuno di essi si determina il valore del coefficiente K_{\square} di Massonnet in corrispondenza del proprio baricentro. Si procede poi alla somma di tali effetti in modo da ottenere la porzione del carico pavimentazione agente sulla trave considerata

Peso dei cordoli

I cordoli in calcestruzzo non hanno funzione strutturale.

Il loro peso viene applicato al modello di calcolo come carico lineare uniforme distribuito su tutta la luce e posizionato in sezione trasversale con data eccentricità.

| | peso lineare [KN/m] | Ecc. Y | peso totale [KN] |
|------------------|---------------------|--------|------------------|
| cordolo sinistro | 3.00 | 3.50 | 85.20 |
| cordolo destro | 3.00 | -3.50 | 85.20 |

Peso totale cordoli = 170.40

Carichi lineari di 2a fase sull'impalcato (extra2)

A questi carichi viene applicato il metodo di Massonnet calcolandone il relativo coefficiente di ripartizione trasversale per la trave in esame.

| n. | Descrizione | [KN/m] | Ecc. Y | X'i | Rif.X'i | X'f | Rif.X'f |
|----|-------------|--------|--------|------|-------------------|------|-----------------|
| 1 | Barriera sx | 1.00 | 4.00 | 0.00 | Appoggio iniziale | 0.00 | Appoggio finale |
| 2 | Barriera dx | 1.00 | -4.00 | 0.00 | Appoggio iniziale | 0.00 | Appoggio finale |

7.10.3 Valori caratteristici delle azioni variabili

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3.00 m. In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

| | |
|--|--|
| | Ponti in c.a.p. sul canale Milano – Cremona – Po Verifica statica |
|--|--|

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Categoria ponte : *Stradale 1a categoria*

Numero assi per corsia: 2

| corsia | Nome | carico asse Q | p | α_Q | α_q |
|--------|----------|---------------|------|------------|------------|
| 1 | Corsia 1 | 300.00 | 9.00 | 1.00 | 1.00 |
| 2 | Corsia 2 | 200.00 | 2.50 | 1.00 | 1.00 |
| 3 | Corsia 3 | 100.00 | 2.50 | 1.00 | 1.00 |

Carico folla sui marciapiedi= 5.00 [KN/m²]

7.11 Applicazione del metodo di massonnet

Peso cordoli

| Descrizione | [KN/m] | Ecc. Y | K Massonnet | μ Massonnet |
|------------------|--------|--------|-------------|-----------------|
| cordolo sinistro | 3.00 | 3.50 | -0.788 | -0.197 |
| cordolo destro | 3.00 | -3.50 | 2.801 | -0.197 |

Lineari per trave

Vengono considerati concentrati in direzione y e uniformemente distribuiti in direzione x.

| n. | Descrizione | [KN/m] | Ecc. Y | K Massonnet | μ Massonnet |
|----|-------------|--------|--------|-------------|-----------------|
| 1 | Barriera sx | 1.00 | 4.00 | -1.041 | -0.260 |
| 2 | Barriera dx | 1.00 | -4.00 | 3.058 | -0.260 |

Carichi mobili per massimo effetto sulla trave 1

| Descrizione | Q· α [KN] | q· α [KN/m] | Ecc. Y | Larghezza | Ka |
|-------------|------------------|--------------------|--------|-----------|-------|
| Corsia 1 | 300.00 | 27.00 | -1.50 | 3.00 | 1.767 |
| Corsia 2 | 200.00 | 7.50 | 1.50 | 3.00 | 0.228 |

| Descrizione | q [KN/m] | Ecc. Y | Larghezza | Ka |
|----------------|----------|--------|-----------|-------|
| Folla marc. dx | 5.00 | -3.50 | 1.00 | 2.801 |

Coefficiente di incremento dinamico = 1.0

Le colonne di carico vengono posizionate in direzione x in modo da generare la massima sollecitazione nella specifica sezione di verifica.

| | |
|--|--|
| | Ponti in c.a.p. sul canale Milano – Cremona – Po Verifica statica |
|--|--|

Carichi mobili per calcolo M max su traverso

Per la ricerca del massimo momento flettente (che tende le fibre inferiori) si dispongono i carichi in vari modi sia in senso longitudinale che trasversale. Viene qui riportata la configurazione più sfavorevole per la sezione Y=0 in asse travi.

| Descrizione | Q [KN] | q [KN/m] | Ecc. Y | Larghezza | μ |
|-------------|--------|----------|--------|-----------|-------|
| Corsia 1 | 300.00 | 27.00 | 0.00 | 3.00 | 0.248 |

Carichi mobili per calcolo M min su traverso

Per la ricerca del minimo momento flettente (che tende le fibre superiori) si dispongono i carichi in vari modi sia in senso longitudinale che trasversale. Viene qui riportata la configurazione più sfavorevole per la sezione Y=0 in asse travi.

| Descrizione | q [KN/m] | Ecc. Y | Larghezza | μ |
|-------------|----------|--------|-----------|--------|
| Folla SX | 5.00 | 3.50 | 1.00 | -0.197 |
| Folla DX | 5.00 | -3.50 | 1.00 | -0.197 |

W

8. SOLLECITAZIONI – CAMPATA CENTRALE

8.1 Valori caratteristici sollecitazioni trave 1

8.1.1 Al taglio trefoli ed in opera

| Sez.X | Descrizione | peso trave | | peso soletta+traversi | |
|-------|-------------|------------|---------|-----------------------|---------|
| | | M | V | M | V |
| 0.00 | appoggio | 0.00 | 150.04 | 0.00 | 199.07 |
| 1.00 | | 137.93 | 129.37 | 191.87 | 185.57 |
| 2.00 | | 261.52 | 118.62 | 370.58 | 172.07 |
| 3.00 | | 375.45 | 108.90 | 536.13 | 158.57 |
| 4.00 | | 479.58 | 99.17 | 688.08 | 145.07 |
| 5.00 | | 573.65 | 89.45 | 826.07 | 131.57 |
| 6.00 | | 658.25 | 79.73 | 950.91 | 118.07 |
| 7.00 | | 733.37 | 70.00 | 1062.58 | 104.57 |
| 8.00 | | 798.37 | 60.28 | 1160.21 | 91.07 |
| 9.00 | | 853.65 | 50.56 | 1244.32 | 77.57 |
| 10.00 | | 899.44 | 40.84 | 1315.28 | 64.07 |
| 11.00 | | 935.69 | 31.11 | 1372.98 | 50.57 |
| 12.00 | | 961.64 | 21.39 | 1416.38 | 37.07 |
| 13.00 | | 978.11 | 11.67 | 1446.62 | 23.57 |
| 14.00 | | 985.22 | 1.94 | 1463.87 | 10.07 |
| 14.20 | mezzeria | 985.51 | 0.00 | 1465.74 | 7.37 |
| 14.20 | mezzeria | 985.51 | 0.00 | 1465.74 | 7.37 |
| 15.00 | | 982.22 | -7.78 | 1455.28 | -18.17 |
| 16.00 | | 969.37 | -17.50 | 1430.06 | -31.67 |
| 17.00 | | 947.03 | -27.22 | 1391.68 | -45.17 |
| 18.00 | | 915.22 | -36.95 | 1340.14 | -58.67 |
| 19.00 | | 873.22 | -46.67 | 1274.45 | -72.17 |
| 20.00 | | 821.56 | -56.39 | 1195.35 | -85.67 |
| 21.00 | | 760.42 | -66.12 | 1103.09 | -99.17 |
| 22.00 | | 689.67 | -75.84 | 997.48 | -112.67 |
| 23.00 | | 608.68 | -85.56 | 877.66 | -126.17 |
| 24.00 | | 518.22 | -95.28 | 744.68 | -139.67 |
| 25.00 | | 418.28 | -105.01 | 598.55 | -153.17 |
| 26.00 | | 308.40 | -114.73 | 438.62 | -166.67 |
| 27.00 | | 188.61 | -124.45 | 264.92 | -180.17 |
| 28.00 | | 56.76 | -143.04 | 78.06 | -193.67 |
| 28.40 | appoggio | 0.00 | -150.04 | 0.00 | -199.07 |

8.1.2 Seconda fase - carichi permanenti

| Sez.X | Descrizione | peso cordoli | | |
|-------|-------------|--------------|-------|------|
| | | M | V | T |
| 0.00 | appoggio | 0.00 | 28.58 | 0.00 |
| 1.00 | | 27.51 | 26.57 | 0.00 |
| 2.00 | | 53.06 | 24.56 | 0.00 |
| 3.00 | | 76.64 | 22.54 | 0.00 |
| 4.00 | | 98.20 | 20.53 | 0.00 |
| 5.00 | | 117.67 | 18.52 | 0.00 |
| 6.00 | | 135.19 | 16.51 | 0.00 |
| 7.00 | | 150.74 | 14.49 | 0.00 |
| 8.00 | | 164.20 | 12.48 | 0.00 |
| 9.00 | | 175.64 | 10.47 | 0.00 |
| 10.00 | | 185.12 | 8.45 | 0.00 |
| 11.00 | | 192.62 | 6.44 | 0.00 |
| 12.00 | | 198.00 | 4.43 | 0.00 |
| 13.00 | | 201.40 | 2.42 | 0.00 |
| 14.00 | | 202.88 | 0.40 | 0.00 |
| 14.20 | mezzeria | 202.94 | 0.00 | 0.00 |
| 14.20 | mezzeria | 202.94 | 0.00 | 0.00 |
| 15.00 | | 202.26 | -1.61 | 0.00 |

Ponti in c.a.p. sul canale Milano – Cremona – Po

Verifica statica

| Sez.X | Descrizione | peso cordoli | | |
|-------|-------------|--------------|--------|------|
| | | M | V | T |
| 16.00 | | 199.60 | -3.62 | 0.00 |
| 17.00 | | 194.97 | -5.64 | 0.00 |
| 18.00 | | 188.39 | -7.65 | 0.00 |
| 19.00 | | 179.69 | -9.66 | 0.00 |
| 20.00 | | 169.00 | -11.67 | 0.00 |
| 21.00 | | 156.34 | -13.69 | 0.00 |
| 22.00 | | 141.69 | -15.70 | 0.00 |
| 23.00 | | 124.93 | -17.71 | 0.00 |
| 24.00 | | 106.20 | -19.73 | 0.00 |
| 25.00 | | 85.51 | -21.74 | 0.00 |
| 26.00 | | 62.76 | -23.75 | 0.00 |
| 27.00 | | 37.96 | -25.76 | 0.00 |
| 28.00 | | 11.20 | -27.78 | 0.00 |
| 28.40 | appoggio | 0.00 | -28.58 | 0.00 |

| Sez.X | Descrizione | permanenti portati | | |
|-------|-------------|--------------------|--------|------|
| | | M | V | T |
| 0.00 | appoggio | 0.00 | 71.91 | 0.00 |
| 1.00 | | 69.21 | 66.85 | 0.00 |
| 2.00 | | 133.48 | 61.78 | 0.00 |
| 3.00 | | 192.82 | 56.72 | 0.00 |
| 4.00 | | 247.05 | 51.65 | 0.00 |
| 5.00 | | 296.05 | 46.59 | 0.00 |
| 6.00 | | 340.11 | 41.53 | 0.00 |
| 7.00 | | 379.24 | 36.46 | 0.00 |
| 8.00 | | 413.10 | 31.40 | 0.00 |
| 9.00 | | 441.88 | 26.33 | 0.00 |
| 10.00 | | 465.74 | 21.27 | 0.00 |
| 11.00 | | 484.62 | 16.21 | 0.00 |
| 12.00 | | 498.13 | 11.14 | 0.00 |
| 13.00 | | 506.71 | 6.08 | 0.00 |
| 14.00 | | 510.42 | 1.01 | 0.00 |
| 14.20 | mezzeria | 510.56 | 0.00 | 0.00 |
| 14.20 | mezzeria | 510.56 | 0.00 | 0.00 |
| 15.00 | | 508.85 | -4.05 | 0.00 |
| 16.00 | | 502.16 | -9.12 | 0.00 |
| 17.00 | | 490.52 | -14.18 | 0.00 |
| 18.00 | | 473.95 | -19.24 | 0.00 |
| 19.00 | | 452.08 | -24.31 | 0.00 |
| 20.00 | | 425.17 | -29.37 | 0.00 |
| 21.00 | | 393.33 | -34.44 | 0.00 |
| 22.00 | | 356.48 | -39.50 | 0.00 |
| 23.00 | | 314.30 | -44.56 | 0.00 |
| 24.00 | | 267.18 | -49.63 | 0.00 |
| 25.00 | | 215.13 | -54.69 | 0.00 |
| 26.00 | | 157.90 | -59.76 | 0.00 |
| 27.00 | | 95.50 | -64.82 | 0.00 |
| 28.00 | | 28.18 | -69.88 | 0.00 |
| 28.40 | appoggio | 0.00 | -71.91 | 0.00 |

8.1.3 Seconda fase - carichi da traffico

| Sez.X | Descrizione | Tandem-TS | | |
|-------|-------------|-----------|--------|------|
| | | M | V | T |
| 0.00 | appoggio | 0.00 | 375.72 | 0.00 |
| 1.00 | | 361.30 | 362.21 | 0.00 |
| 2.00 | | 696.26 | 348.69 | 0.00 |
| 3.00 | | 1004.87 | 335.18 | 0.00 |
| 4.00 | | 1286.24 | 321.66 | 0.00 |
| 5.00 | | 1539.66 | 308.15 | 0.00 |

Ponti in c.a.p. sul canale Milano – Cremona – Po

Verifica statica

| Sez.X | Descrizione | Tandem-TS | | |
|-------|-------------|-----------|---------|------|
| | | M | V | T |
| 6.00 | | 1766.74 | 294.63 | 0.00 |
| 7.00 | | 1967.48 | 281.11 | 0.00 |
| 8.00 | | 2140.08 | 267.60 | 0.00 |
| 9.00 | | 2285.63 | 254.08 | 0.00 |
| 10.00 | | 2404.83 | 240.57 | 0.00 |
| 11.00 | | 2497.50 | 227.05 | 0.00 |
| 12.00 | | 2561.52 | 213.54 | 0.00 |
| 13.00 | | 2599.20 | 200.02 | 0.00 |
| 14.00 | | 2610.88 | 72.60 | 0.00 |
| 14.20 | mezzeria | 2610.04 | -183.81 | 0.00 |
| 14.20 | mezzeria | 2610.04 | -183.81 | 0.00 |
| 15.00 | | 2607.40 | -194.62 | 0.00 |
| 16.00 | | 2579.77 | -208.13 | 0.00 |
| 17.00 | | 2525.78 | -221.65 | 0.00 |
| 18.00 | | 2445.46 | -235.16 | 0.00 |
| 19.00 | | 2336.80 | -248.68 | 0.00 |
| 20.00 | | 2201.29 | -262.19 | 0.00 |
| 21.00 | | 2039.43 | -275.71 | 0.00 |
| 22.00 | | 1850.85 | -289.22 | 0.00 |
| 23.00 | | 1633.81 | -302.74 | 0.00 |
| 24.00 | | 1390.42 | -316.25 | 0.00 |
| 25.00 | | 1120.69 | -329.77 | 0.00 |
| 26.00 | | 823.33 | -343.28 | 0.00 |
| 27.00 | | 498.42 | -356.80 | 0.00 |
| 28.00 | | 147.15 | -370.31 | 0.00 |
| 28.40 | appoggio | 0.00 | -375.72 | 0.00 |

| Sez.X | Descrizione | Distribuito-UDL | | |
|-------|-------------|-----------------|---------|------|
| | | M | V | T |
| 0.00 | appoggio | 0.00 | 233.95 | 0.00 |
| 1.00 | | 225.16 | 217.78 | 0.00 |
| 2.00 | | 434.27 | 202.18 | 0.00 |
| 3.00 | | 627.31 | 187.15 | 0.00 |
| 4.00 | | 803.75 | 172.70 | 0.00 |
| 5.00 | | 963.16 | 158.85 | 0.00 |
| 6.00 | | 1106.52 | 145.56 | 0.00 |
| 7.00 | | 1233.81 | 132.84 | 0.00 |
| 8.00 | | 1343.96 | 120.73 | 0.00 |
| 9.00 | | 1437.61 | 109.19 | 0.00 |
| 10.00 | | 1515.21 | 98.22 | 0.00 |
| 11.00 | | 1576.64 | 87.82 | 0.00 |
| 12.00 | | 1620.60 | 78.03 | 0.00 |
| 13.00 | | 1648.51 | 68.81 | 0.00 |
| 14.00 | | 1660.57 | 58.65 | 0.00 |
| 14.20 | mezzeria | 1661.05 | 53.65 | 0.00 |
| 14.20 | mezzeria | 1661.05 | 53.65 | 0.00 |
| 15.00 | | 1655.49 | -65.27 | 0.00 |
| 16.00 | | 1633.70 | -74.28 | 0.00 |
| 17.00 | | 1595.86 | -83.85 | 0.00 |
| 18.00 | | 1541.95 | -93.98 | 0.00 |
| 19.00 | | 1470.78 | -104.73 | 0.00 |
| 20.00 | | 1383.24 | -116.05 | 0.00 |
| 21.00 | | 1279.65 | -127.93 | 0.00 |
| 22.00 | | 1159.76 | -140.39 | 0.00 |
| 23.00 | | 1022.52 | -153.46 | 0.00 |
| 24.00 | | 869.23 | -167.10 | 0.00 |
| 25.00 | | 699.88 | -181.30 | 0.00 |
| 26.00 | | 513.70 | -196.09 | 0.00 |
| 27.00 | | 310.71 | -211.48 | 0.00 |
| 28.00 | | 91.67 | -227.43 | 0.00 |
| 28.40 | appoggio | 0.00 | -233.95 | 0.00 |

Ponti in c.a.p. sul canale Milano – Cremona – Po

Verifica statica

| Sez.X | Descrizione | Folla marciapiedi | | |
|-------|-------------|-------------------|--------|------|
| | | M | V | T |
| 0.00 | appoggio | 0.00 | 66.28 | 0.00 |
| 1.00 | | 63.79 | 61.61 | 0.00 |
| 2.00 | | 123.03 | 56.94 | 0.00 |
| 3.00 | | 177.72 | 52.28 | 0.00 |
| 4.00 | | 227.71 | 47.61 | 0.00 |
| 5.00 | | 272.87 | 42.94 | 0.00 |
| 6.00 | | 313.48 | 38.27 | 0.00 |
| 7.00 | | 349.55 | 33.61 | 0.00 |
| 8.00 | | 380.75 | 28.94 | 0.00 |
| 9.00 | | 407.29 | 24.27 | 0.00 |
| 10.00 | | 429.27 | 19.60 | 0.00 |
| 11.00 | | 446.67 | 14.94 | 0.00 |
| 12.00 | | 459.13 | 10.27 | 0.00 |
| 13.00 | | 467.03 | 5.60 | 0.00 |
| 14.00 | | 470.45 | 0.93 | 0.00 |
| 14.20 | mezzeria | 470.59 | 0.00 | 0.00 |
| 14.20 | mezzeria | 470.59 | 0.00 | 0.00 |
| 15.00 | | 469.01 | -3.73 | 0.00 |
| 16.00 | | 462.84 | -8.40 | 0.00 |
| 17.00 | | 452.12 | -13.07 | 0.00 |
| 18.00 | | 436.85 | -17.74 | 0.00 |
| 19.00 | | 416.68 | -22.40 | 0.00 |
| 20.00 | | 391.88 | -27.07 | 0.00 |
| 21.00 | | 362.53 | -31.74 | 0.00 |
| 22.00 | | 328.57 | -36.41 | 0.00 |
| 23.00 | | 289.69 | -41.07 | 0.00 |
| 24.00 | | 246.26 | -45.74 | 0.00 |
| 25.00 | | 198.28 | -50.41 | 0.00 |
| 26.00 | | 145.53 | -55.08 | 0.00 |
| 27.00 | | 88.03 | -59.75 | 0.00 |
| 28.00 | | 25.97 | -64.41 | 0.00 |
| 28.40 | appoggio | 0.00 | -66.28 | 0.00 |

| Sez.X | | gruppo1 (tab. 5.1.IV) | | |
|-------|----------|-----------------------|---------|------|
| | | M | V | T |
| 0.00 | appoggio | 0.00 | 642.81 | 0.00 |
| 1.00 | | 618.36 | 610.80 | 0.00 |
| 2.00 | | 1192.04 | 579.35 | 0.00 |
| 3.00 | | 1721.04 | 548.46 | 0.00 |
| 4.00 | | 2203.85 | 518.16 | 0.00 |
| 5.00 | | 2639.26 | 488.46 | 0.00 |
| 6.00 | | 3030.00 | 459.33 | 0.00 |
| 7.00 | | 3376.06 | 430.76 | 0.00 |
| 8.00 | | 3674.41 | 402.80 | 0.00 |
| 9.00 | | 3926.89 | 375.41 | 0.00 |
| 10.00 | | 4134.68 | 348.59 | 0.00 |
| 11.00 | | 4297.48 | 322.34 | 0.00 |
| 12.00 | | 4411.69 | 296.71 | 0.00 |
| 13.00 | | 4481.23 | 271.64 | 0.00 |
| 14.00 | | 4506.68 | 131.72 | 0.00 |
| 14.20 | mezzeria | 4506.39 | -130.16 | 0.00 |
| 14.20 | mezzeria | 4506.39 | -130.16 | 0.00 |
| 15.00 | | 4497.40 | -261.76 | 0.00 |
| 16.00 | | 4444.89 | -286.61 | 0.00 |
| 17.00 | | 4347.70 | -312.03 | 0.00 |
| 18.00 | | 4205.83 | -338.02 | 0.00 |
| 19.00 | | 4015.93 | -364.61 | 0.00 |
| 20.00 | | 3780.48 | -391.78 | 0.00 |
| 21.00 | | 3500.35 | -419.51 | 0.00 |
| 22.00 | | 3174.89 | -447.82 | 0.00 |

| Sez.X | | gruppo1 (tab. 5.1.IV) | | |
|-------|----------|-----------------------|---------|------|
| | | M | V | T |
| 23.00 | | 2801.18 | -476.74 | 0.00 |
| 24.00 | | 2382.78 | -506.22 | 0.00 |
| 25.00 | | 1919.71 | -536.27 | 0.00 |
| 26.00 | | 1409.80 | -566.92 | 0.00 |
| 27.00 | | 853.14 | -598.15 | 0.00 |
| 28.00 | | 251.81 | -629.95 | 0.00 |
| 28.40 | appoggio | 0.00 | -642.81 | 0.00 |

8.2 Valori di combinazione

8.2.1 Combinazioni SLU

AL TAGLIO DEI TREFOLI

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,1} \}$$

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,1} \}$$

| Sez.X | Descrizione | M | V |
|-------|-------------|---------|---------|
| 0.00 | appoggio | 0.00 | 202.55 |
| 1.00 | | 186.21 | 174.65 |
| 2.00 | | 353.06 | 160.14 |
| 3.00 | | 506.86 | 147.01 |
| 4.00 | | 647.43 | 133.88 |
| 5.00 | | 774.43 | 120.76 |
| 6.00 | | 888.64 | 107.63 |
| 7.00 | | 990.05 | 94.51 |
| 8.00 | | 1077.80 | 81.38 |
| 9.00 | | 1152.42 | 68.25 |
| 10.00 | | 1214.25 | 55.13 |
| 11.00 | | 1263.18 | 42.00 |
| 12.00 | | 1298.21 | 28.88 |
| 13.00 | | 1320.44 | 15.75 |
| 14.00 | | 1330.05 | 2.63 |
| 14.20 | mezzeria | 1330.43 | 0.00 |
| 14.20 | mezzeria | 1330.43 | 0.00 |
| 15.00 | | 1326.00 | -10.50 |
| 16.00 | | 1308.64 | -23.63 |
| 17.00 | | 1278.49 | -36.75 |
| 18.00 | | 1235.55 | -49.88 |
| 19.00 | | 1178.85 | -63.00 |
| 20.00 | | 1109.10 | -76.13 |
| 21.00 | | 1026.57 | -89.26 |
| 22.00 | | 931.05 | -102.38 |
| 23.00 | | 821.72 | -115.51 |
| 24.00 | | 699.59 | -128.63 |
| 25.00 | | 564.67 | -141.76 |
| 26.00 | | 416.34 | -154.89 |
| 27.00 | | 254.62 | -168.01 |
| 28.00 | | 76.62 | -193.10 |
| 28.40 | appoggio | 0.00 | -202.55 |

AL GETTO SOLETTA

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

| Sez.X | Descrizione | M | V |
|-------|-------------|---------|---------|
| 0.00 | appoggio | 0.00 | 471.30 |
| 1.00 | | 445.23 | 425.17 |
| 2.00 | | 853.34 | 392.43 |
| 3.00 | | 1230.64 | 361.08 |
| 4.00 | | 1576.34 | 329.73 |
| 5.00 | | 1889.63 | 298.38 |
| 6.00 | | 2172.36 | 267.03 |
| 7.00 | | 2424.54 | 235.68 |
| 8.00 | | 2644.08 | 204.33 |
| 9.00 | | 2832.26 | 172.98 |
| 10.00 | | 2989.87 | 141.62 |
| 11.00 | | 3116.71 | 110.27 |
| 12.00 | | 3210.32 | 78.92 |
| 13.00 | | 3273.37 | 47.57 |
| 14.00 | | 3306.28 | 16.22 |
| 14.20 | mezzeria | 3309.18 | 9.95 |
| 14.20 | mezzeria | 3309.18 | 9.95 |
| 15.00 | | 3290.63 | -35.03 |
| 16.00 | | 3239.22 | -66.38 |
| 17.00 | | 3157.25 | -97.73 |
| 18.00 | | 3044.73 | -129.08 |
| 19.00 | | 2899.35 | -160.44 |
| 20.00 | | 2722.82 | -191.79 |
| 21.00 | | 2515.74 | -223.14 |
| 22.00 | | 2277.65 | -254.49 |
| 23.00 | | 2006.56 | -285.84 |
| 24.00 | | 1704.92 | -317.19 |
| 25.00 | | 1372.71 | -348.54 |
| 26.00 | | 1008.47 | -379.89 |
| 27.00 | | 612.26 | -411.24 |
| 28.00 | | 182.01 | -454.56 |
| 28.40 | appoggio | 0.00 | -471.30 |

SECONDA FASE P/T

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

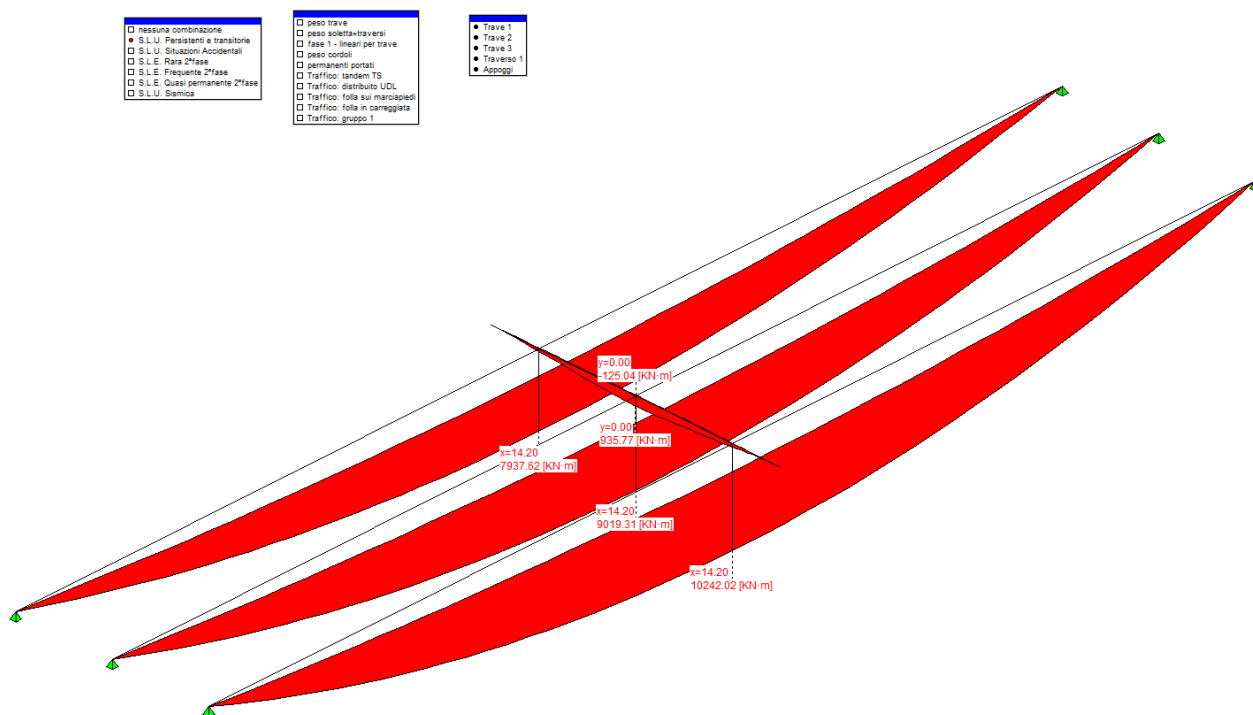
$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \}$$

| Sez.X | Descrizione | M | V | T |
|-------|-------------|----------|---------|------|
| 0.00 | appoggio | 0.00 | 1458.70 | 0.00 |
| 1.00 | | 1395.13 | 1360.93 | 0.00 |
| 2.00 | | 2684.61 | 1277.31 | 0.00 |
| 3.00 | | 3874.76 | 1195.85 | 0.00 |
| 4.00 | | 4962.45 | 1115.17 | 0.00 |
| 5.00 | | 5945.06 | 1035.30 | 0.00 |
| 6.00 | | 6828.58 | 956.19 | 0.00 |
| 7.00 | | 7613.02 | 877.85 | 0.00 |
| 8.00 | | 8291.64 | 800.32 | 0.00 |
| 9.00 | | 8868.54 | 723.58 | 0.00 |
| 10.00 | | 9346.36 | 647.60 | 0.00 |
| 11.00 | | 9724.37 | 572.39 | 0.00 |
| 12.00 | | 9994.65 | 498.01 | 0.00 |
| 13.00 | | 10165.84 | 424.39 | 0.00 |
| 14.00 | | 10239.27 | 195.73 | 0.00 |
| 14.20 | mezzeria | 10242.02 | -168.34 | 0.00 |

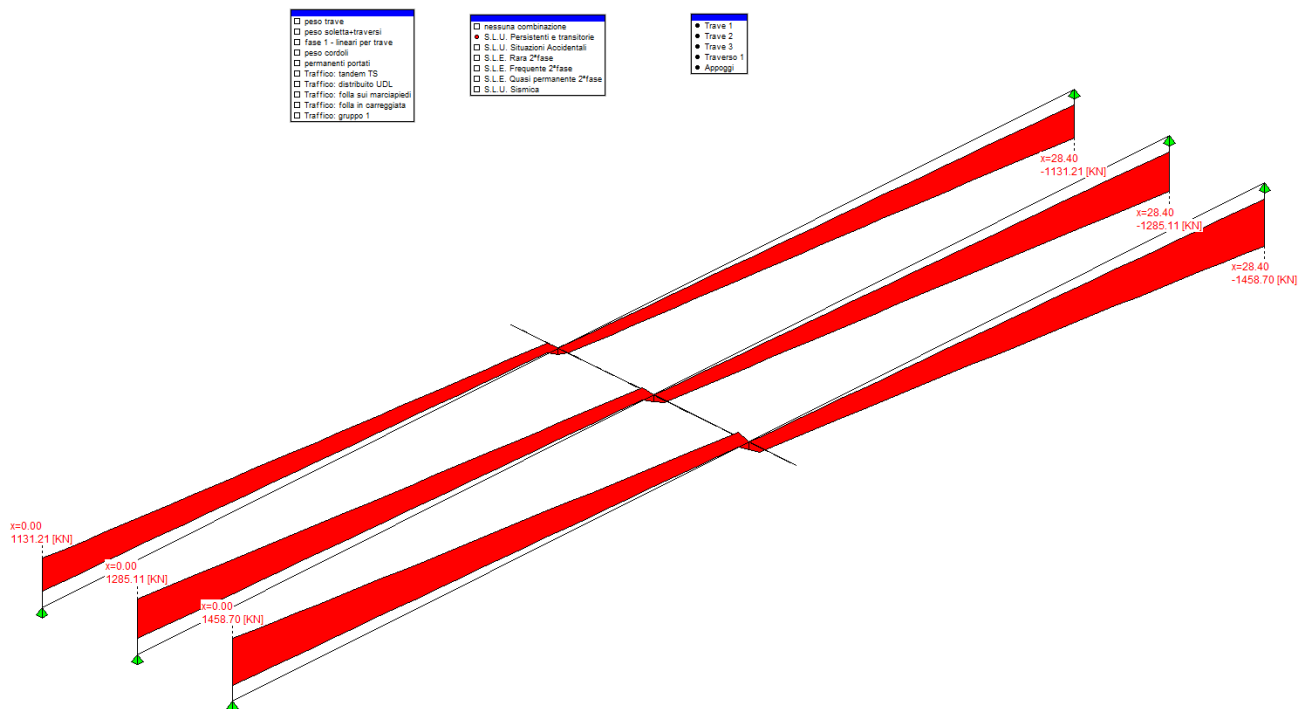
Ponti in c.a.p. sul canale Milano – Cremona – Po
Verifica statica

| Sez.X | Descrizione | M | V | T |
|-------|-------------|----------|----------|------|
| 14.20 | mezzeria | 10242.02 | -168.34 | 0.00 |
| 15.00 | | 10208.49 | -395.14 | 0.00 |
| 16.00 | | 10075.05 | -468.47 | 0.00 |
| 17.00 | | 9842.53 | -542.56 | 0.00 |
| 18.00 | | 9510.93 | -617.41 | 0.00 |
| 19.00 | | 9072.80 | -693.09 | 0.00 |
| 20.00 | | 8533.66 | -769.54 | 0.00 |
| 21.00 | | 7895.43 | -846.76 | 0.00 |
| 22.00 | | 7156.69 | -924.75 | 0.00 |
| 23.00 | | 6310.92 | -1003.56 | 0.00 |
| 24.00 | | 5366.08 | -1083.14 | 0.00 |
| 25.00 | | 4322.15 | -1163.48 | 0.00 |
| 26.00 | | 3174.33 | -1244.62 | 0.00 |
| 27.00 | | 1922.86 | -1326.56 | 0.00 |
| 28.00 | | 568.82 | -1421.23 | 0.00 |
| 28.40 | appoggio | 0.00 | -1458.70 | 0.00 |



Ponti in c.a.p. sul canale Milano – Cremona – Po

Verifica statica



8.2.2 Combinazioni SLE

AL TAGLIO DEI TREFOLI

$$E_d = E\{ G1_{k,1} \}$$

| Sez.X | Descrizione | M | V |
|-------|-------------|--------|---------|
| 0.00 | appoggio | 0.00 | 150.04 |
| 1.00 | | 137.93 | 129.37 |
| 2.00 | | 261.52 | 118.62 |
| 3.00 | | 375.45 | 108.90 |
| 4.00 | | 479.58 | 99.17 |
| 5.00 | | 573.65 | 89.45 |
| 6.00 | | 658.25 | 79.73 |
| 7.00 | | 733.37 | 70.00 |
| 8.00 | | 798.37 | 60.28 |
| 9.00 | | 853.65 | 50.56 |
| 10.00 | | 899.44 | 40.84 |
| 11.00 | | 935.69 | 31.11 |
| 12.00 | | 961.64 | 21.39 |
| 13.00 | | 978.11 | 11.67 |
| 14.00 | | 985.22 | 1.94 |
| 14.20 | mezzeria | 985.51 | 0.00 |
| 14.20 | mezzeria | 985.51 | 0.00 |
| 15.00 | | 982.22 | -7.78 |
| 16.00 | | 969.37 | -17.50 |
| 17.00 | | 947.03 | -27.22 |
| 18.00 | | 915.22 | -36.95 |
| 19.00 | | 873.22 | -46.67 |
| 20.00 | | 821.56 | -56.39 |
| 21.00 | | 760.42 | -66.12 |
| 22.00 | | 689.67 | -75.84 |
| 23.00 | | 608.68 | -85.56 |
| 24.00 | | 518.22 | -95.28 |
| 25.00 | | 418.28 | -105.01 |
| 26.00 | | 308.40 | -114.73 |
| 27.00 | | 188.61 | -124.45 |

Ponti in c.a.p. sul canale Milano – Cremona – Po
Verifica statica

| Sez.X | Descrizione | M | V |
|-------|-------------|-------|---------|
| 28.00 | | 56.76 | -143.04 |
| 28.40 | appoggio | 0.00 | -150.04 |

AL GETTO SOLETTA

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,i} + \sum G_{2,k,i} \}$$

| Sez.X | Descrizione | M | V |
|-------|-------------|---------|---------|
| 0.00 | appoggio | 0.00 | 349.11 |
| 1.00 | | 329.80 | 314.94 |
| 2.00 | | 632.10 | 290.69 |
| 3.00 | | 911.58 | 267.47 |
| 4.00 | | 1167.66 | 244.24 |
| 5.00 | | 1399.72 | 221.02 |
| 6.00 | | 1609.16 | 197.80 |
| 7.00 | | 1795.96 | 174.58 |
| 8.00 | | 1958.58 | 151.35 |
| 9.00 | | 2097.97 | 128.13 |
| 10.00 | | 2214.72 | 104.91 |
| 11.00 | | 2308.67 | 81.68 |
| 12.00 | | 2378.01 | 58.46 |
| 13.00 | | 2424.72 | 35.24 |
| 14.00 | | 2449.10 | 12.02 |
| 14.20 | mezzeria | 2451.24 | 7.37 |
| 14.20 | mezzeria | 2451.24 | 7.37 |
| 15.00 | | 2437.50 | -25.95 |
| 16.00 | | 2399.42 | -49.17 |
| 17.00 | | 2338.71 | -72.39 |
| 18.00 | | 2255.36 | -95.62 |
| 19.00 | | 2147.67 | -118.84 |
| 20.00 | | 2016.91 | -142.06 |
| 21.00 | | 1863.51 | -165.29 |
| 22.00 | | 1687.15 | -188.51 |
| 23.00 | | 1486.34 | -211.73 |
| 24.00 | | 1262.90 | -234.96 |
| 25.00 | | 1016.83 | -258.18 |
| 26.00 | | 747.02 | -281.40 |
| 27.00 | | 453.53 | -304.62 |
| 28.00 | | 134.82 | -336.71 |
| 28.40 | appoggio | 0.00 | -349.11 |

SECONDA FASE - S.L.E. RARA 2ªFASE

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2}^{a_{fase}} + \sum G_{2,k,2}^{a_{fase}} + Q_{k,gruppo 1} \}$$

| Sez.X | Descrizione | M | V | T |
|-------|-------------|---------|---------|------|
| 0.00 | appoggio | 0.00 | 723.42 | 0.00 |
| 1.00 | | 695.94 | 685.73 | 0.00 |
| 2.00 | | 1341.67 | 648.60 | 0.00 |
| 3.00 | | 1937.18 | 612.04 | 0.00 |
| 4.00 | | 2480.78 | 576.07 | 0.00 |
| 5.00 | | 2971.13 | 540.69 | 0.00 |
| 6.00 | | 3411.26 | 505.88 | 0.00 |
| 7.00 | | 3801.18 | 471.63 | 0.00 |
| 8.00 | | 4137.48 | 437.99 | 0.00 |
| 9.00 | | 4422.22 | 404.93 | 0.00 |
| 10.00 | | 4656.76 | 372.43 | 0.00 |
| 11.00 | | 4840.72 | 340.51 | 0.00 |
| 12.00 | | 4970.08 | 309.20 | 0.00 |
| 13.00 | | 5049.23 | 278.45 | 0.00 |
| 14.00 | | 5078.84 | 132.86 | 0.00 |
| 14.20 | mezzeria | 5078.71 | -130.16 | 0.00 |

| Sez.X | Descrizione | M | V | T |
|-------|-------------|---------|---------|------|
| 14.20 | mezzeria | 5078.71 | -130.16 | 0.00 |
| 15.00 | | 5067.80 | -266.30 | 0.00 |
| 16.00 | | 5007.78 | -296.83 | 0.00 |
| 17.00 | | 4897.56 | -327.93 | 0.00 |
| 18.00 | | 4737.12 | -359.59 | 0.00 |
| 19.00 | | 4522.69 | -391.86 | 0.00 |
| 20.00 | | 4257.08 | -424.70 | 0.00 |
| 21.00 | | 3941.26 | -458.11 | 0.00 |
| 22.00 | | 3574.49 | -492.10 | 0.00 |
| 23.00 | | 3153.49 | -526.69 | 0.00 |
| 24.00 | | 2682.28 | -561.85 | 0.00 |
| 25.00 | | 2160.86 | -597.58 | 0.00 |
| 26.00 | | 1586.80 | -633.90 | 0.00 |
| 27.00 | | 960.20 | -670.81 | 0.00 |
| 28.00 | | 283.40 | -708.29 | 0.00 |
| 28.40 | appoggio | 0.00 | -723.42 | 0.00 |

SECONDA FASE - S.L.E. FREQUENTE 2ªFASE

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2^a \text{ fase}} + \sum G_{2,k,2^a \text{ fase}} + \psi_1 \cdot Q_{k, \text{gruppo 1}} \}$$

| Sez.X | Descrizione | M | V | T |
|-------|-------------|---------|---------|------|
| 0.00 | appoggio | 0.00 | 489.12 | 0.00 |
| 1.00 | | 470.52 | 464.51 | 0.00 |
| 2.00 | | 907.04 | 440.12 | 0.00 |
| 3.00 | | 1309.58 | 415.96 | 0.00 |
| 4.00 | | 1676.97 | 392.03 | 0.00 |
| 5.00 | | 2008.31 | 368.34 | 0.00 |
| 6.00 | | 2305.66 | 344.88 | 0.00 |
| 7.00 | | 2569.02 | 321.65 | 0.00 |
| 8.00 | | 2796.08 | 298.66 | 0.00 |
| 9.00 | | 2988.25 | 275.89 | 0.00 |
| 10.00 | | 3146.42 | 253.36 | 0.00 |
| 11.00 | | 3270.36 | 231.05 | 0.00 |
| 12.00 | | 3357.34 | 208.99 | 0.00 |
| 13.00 | | 3410.32 | 187.16 | 0.00 |
| 14.00 | | 3429.77 | 79.51 | 0.00 |
| 14.20 | mezzeria | 3429.57 | -116.39 | 0.00 |
| 14.20 | mezzeria | 3429.57 | -116.39 | 0.00 |
| 15.00 | | 3422.66 | -178.48 | 0.00 |
| 16.00 | | 3382.62 | -200.23 | 0.00 |
| 17.00 | | 3308.60 | -222.21 | 0.00 |
| 18.00 | | 3200.58 | -244.41 | 0.00 |
| 19.00 | | 3056.02 | -266.85 | 0.00 |
| 20.00 | | 2876.81 | -289.53 | 0.00 |
| 21.00 | | 2663.61 | -312.43 | 0.00 |
| 22.00 | | 2415.92 | -335.56 | 0.00 |
| 23.00 | | 2131.52 | -358.93 | 0.00 |
| 24.00 | | 1813.14 | -382.53 | 0.00 |
| 25.00 | | 1460.76 | -406.36 | 0.00 |
| 26.00 | | 1072.74 | -430.42 | 0.00 |
| 27.00 | | 649.17 | -454.72 | 0.00 |
| 28.00 | | 191.61 | -479.25 | 0.00 |
| 28.40 | appoggio | 0.00 | -489.12 | 0.00 |

SECONDA FASE - S.L.E. QUASI PERMANENTE 2ªFASE

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2^a \text{ fase}} + \sum G_{2,k,2^a \text{ fase}} + \psi_2 \cdot Q_{k, \text{gruppo 1}} \}$$

Ponti in c.a.p. sul canale Milano – Cremona – Po
Verifica statica

| Sez.X | Descrizione | M | V | T |
|-------|-------------|--------|---------|------|
| 0.00 | appoggio | 0.00 | 113.75 | 0.00 |
| 1.00 | | 109.48 | 105.74 | 0.00 |
| 2.00 | | 211.14 | 97.73 | 0.00 |
| 3.00 | | 305.00 | 89.72 | 0.00 |
| 4.00 | | 390.79 | 81.71 | 0.00 |
| 5.00 | | 468.30 | 73.70 | 0.00 |
| 6.00 | | 538.00 | 65.69 | 0.00 |
| 7.00 | | 599.89 | 57.68 | 0.00 |
| 8.00 | | 653.44 | 49.66 | 0.00 |
| 9.00 | | 698.98 | 41.65 | 0.00 |
| 10.00 | | 736.71 | 33.64 | 0.00 |
| 11.00 | | 766.57 | 25.63 | 0.00 |
| 12.00 | | 787.95 | 17.62 | 0.00 |
| 13.00 | | 801.52 | 9.61 | 0.00 |
| 14.00 | | 807.38 | 1.60 | 0.00 |
| 14.20 | mezzeria | 807.62 | 0.00 | 0.00 |
| 14.20 | mezzeria | 807.62 | 0.00 | 0.00 |
| 15.00 | | 804.91 | -6.41 | 0.00 |
| 16.00 | | 794.32 | -14.42 | 0.00 |
| 17.00 | | 775.92 | -22.43 | 0.00 |
| 18.00 | | 749.71 | -30.44 | 0.00 |
| 19.00 | | 715.11 | -38.45 | 0.00 |
| 20.00 | | 672.54 | -46.46 | 0.00 |
| 21.00 | | 622.17 | -54.47 | 0.00 |
| 22.00 | | 563.88 | -62.48 | 0.00 |
| 23.00 | | 497.16 | -70.49 | 0.00 |
| 24.00 | | 422.63 | -78.50 | 0.00 |
| 25.00 | | 340.29 | -86.51 | 0.00 |
| 26.00 | | 249.76 | -94.52 | 0.00 |
| 27.00 | | 151.07 | -102.53 | 0.00 |
| 28.00 | | 44.57 | -110.54 | 0.00 |
| 28.40 | appoggio | 0.00 | -113.75 | 0.00 |

8.3 Valori caratteristici M sul traverso di campata

Vengono valutati i momenti flettenti massimi e minimi agenti sul traverso in campata per effetto dei carichi permanenti e del transito dei carichi da traffico.

8.3.1 Carichi permanenti

| Sez. | Descrizione | peso cordoli | Perm Portati |
|-------|--------------|--------------|--------------|
| -3.90 | estremità dx | 0.00 | -1.81 |
| -3.00 | | -21.32 | -3.76 |
| -2.00 | | -55.78 | 7.49 |
| -1.00 | | -76.34 | 14.25 |
| 0.00 | asse travi | -83.23 | 16.51 |
| 1.00 | | -76.34 | 14.25 |
| 2.00 | | -55.78 | 7.49 |
| 3.00 | | -21.32 | -3.76 |
| 3.90 | estremità sx | 0.00 | -1.81 |

8.3.2 Carichi da traffico

| Sez. | Descrizione | Tandem-TS | |
|-------|--------------|-----------|-------|
| | | Mmax | Mmin |
| -3.90 | estremità dx | 0.00 | 0.00 |
| -3.00 | | 64.38 | -2.16 |
| -2.00 | | 226.84 | 0.00 |
| -1.00 | | 208.21 | 0.00 |
| 0.00 | asse travi | 281.92 | 0.00 |
| 1.00 | | 208.21 | 0.00 |
| 2.00 | | 125.23 | 0.00 |
| 3.00 | | 64.38 | -2.16 |
| 3.90 | estremità sx | 0.00 | 0.00 |

| Sez. | Descrizione | Distribuito-UDL | |
|-------|--------------|-----------------|-------|
| | | Mmax | Mmin |
| -3.90 | estremità dx | 0.00 | -0.11 |
| -3.00 | | 52.31 | -1.88 |
| -2.00 | | 184.31 | 0.00 |
| -1.00 | | 413.02 | 0.00 |
| 0.00 | asse travi | 472.89 | 0.00 |
| 1.00 | | 413.02 | 0.00 |
| 2.00 | | 222.28 | 0.00 |
| 3.00 | | 52.31 | -1.60 |
| 3.90 | estremità sx | 0.00 | 0.00 |

| Sez. | Descrizione | Folla Marciapiedi | |
|-------|--------------|-------------------|---------|
| | | Mmax | Mmin |
| -3.90 | estremità dx | 0.00 | -0.23 |
| -3.00 | | 0.00 | -38.06 |
| -2.00 | | 0.00 | -98.69 |
| -1.00 | | 0.00 | -128.72 |
| 0.00 | asse travi | 0.00 | -138.71 |
| 1.00 | | 0.00 | -125.11 |
| 2.00 | | 0.00 | -91.72 |
| 3.00 | | 0.00 | -27.13 |
| 3.90 | estremità sx | 0.00 | 0.00 |

| Sez. | Descrizione | gruppo 1 (tab.5.1.IV) | |
|-------|--------------|-----------------------|--------|
| | | Mmax | Mmin |
| -3.90 | estremità dx | 0.00 | 0.00 |
| -3.00 | | 116.69 | -21.75 |

| Sez. | Descrizione | gruppo 1 (tab.5.1.IV) | |
|-------|--------------|-----------------------|--------|
| | | Mmax | Mmin |
| -2.00 | | 411.16 | -46.49 |
| -1.00 | | 621.23 | -63.62 |
| 0.00 | asse travi | 754.81 | -69.36 |
| 1.00 | | 621.23 | -63.62 |
| 2.00 | | 347.51 | -46.49 |
| 3.00 | | 116.69 | -21.75 |
| 3.90 | estremità sx | 0.00 | 0.00 |

8.4 Combinazioni SLU

Nelle combinazioni seguenti vengono sommati effetti globali ed effetti locali.

8.4.1 Persistenti/Transitorie

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \}$$

| Sez. | Descrizione | Mmax | Mmin |
|-------|--------------|--------|---------|
| -3.90 | estremità dx | 0.00 | -2.71 |
| -3.00 | | 136.21 | -49.38 |
| -2.00 | | 499.28 | -89.18 |
| -1.00 | | 762.32 | -116.05 |
| 0.00 | asse travi | 935.77 | -125.04 |
| 1.00 | | 762.32 | -116.05 |
| 2.00 | | 413.35 | -89.18 |
| 3.00 | | 136.21 | -49.38 |
| 3.90 | estremità sx | 0.00 | -2.71 |

8.5 Combinazioni SLE

8.5.1 Combinazioni Rare

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2^a\ fase} + \sum G2_{k,2^a\ fase} + Q_{k,gruppo\ 1} \}$$

| Sez. | Descrizione | Mmax | Mmin |
|-------|--------------|--------|--------|
| -3.90 | estremità dx | -1.81 | -1.81 |
| -3.00 | | 91.61 | -36.16 |
| -2.00 | | 362.86 | -66.89 |
| -1.00 | | 559.14 | -87.54 |
| 0.00 | asse travi | 688.10 | -94.45 |
| 1.00 | | 559.14 | -87.54 |
| 2.00 | | 299.22 | -66.89 |
| 3.00 | | 91.61 | -36.16 |
| 3.90 | estremità sx | -1.81 | -1.81 |

8.5.2 Combinazioni Frequenti

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2^a\ fase} + \sum G2_{k,2^a\ fase} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \}$$

| Sez. | Descrizione | Mmax | Mmin |
|-------|--------------|-------|-------|
| -3.90 | estremità dx | -1.81 | -1.81 |

| Sez. | Descrizione | Mmax | Mmin |
|-------|--------------|--------|--------|
| -3.00 | | 44.13 | -34.53 |
| -2.00 | | 195.56 | -66.89 |
| -1.00 | | 259.27 | -87.54 |
| 0.00 | asse travi | 333.89 | -94.45 |
| 1.00 | | 259.27 | -87.54 |
| 2.00 | | 134.54 | -66.89 |
| 3.00 | | 44.13 | -34.53 |
| 3.90 | estremità sx | -1.81 | -1.81 |

8.5.3 Combinazioni Quasi Permanenti

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2}^{a_{fase}} + \sum G2_{k,2}^{a_{fase}} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \}$$

| Sez. | Descrizione | Mmax | Mmin |
|-------|--------------|--------|--------|
| -3.90 | estremità dx | -1.81 | -1.81 |
| -3.00 | | -25.08 | -32.19 |
| -2.00 | | -48.29 | -66.89 |
| -1.00 | | -62.10 | -87.54 |
| 0.00 | asse travi | -66.71 | -94.45 |
| 1.00 | | -62.10 | -87.54 |
| 2.00 | | -48.29 | -66.89 |
| 3.00 | | -25.08 | -32.19 |
| 3.90 | estremità sx | -1.81 | -1.81 |

8.6 Valori caratteristici sollecitazioni sulla soletta

Il momento massimo trasversale dato dall'effetto locale dei carichi sulla soletta viene determinato servendosi di uno schema semplificato di trave semi incastrata e prendendo il momento in mezzzeria.

I carichi permanenti considerati sono il peso proprio della soletta (G1) e della pavimentazione (G2).

La ricerca del massimo momento flettente generato dai carichi mobili viene condotta considerando il carico LM2 illustrato nella Normativa al punto 5.1.3.3.5.

Tale schema, considerato autonomamente e assunto a riferimento solo per verifiche locali, è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico (di dimensioni 0.35x0.60 [m]) poste ad un interasse di 2.00 [m]: il carico totale asse è pari a 400.00 [KN]

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire attraverso una diffusione a 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante

Il momento minimo dato dall'effetto locale, invece, viene valutato come uno schema statico di trave perfettamente incastrata.

| | |
|--|-----------|
| Luce Soletta | 0.94 |
| Carico per ruota - schema 2 | 200.00 |
| Interasse ruote | 2.00 |
| Dimensioni impronta ruota LX x BY | 0.35x0.60 |
| Larghezza impronta a metà spessore soletta | 0.80 |
| Lunghezza influenza | 2.00 |

Momento flettente trasversale [KN·m/m] (positivo tende le fibre inferiori):

| | M max | M min |
|---|-------|-------|
| effetto locale permanenti strutturali | 0.55 | -0.37 |
| effetto locale permanenti non strutturali | 0.24 | -0.16 |
| effetto locale LM2 | 9.04 | -8.91 |
| M tot. effetto locale | 9.84 | -9.44 |

8.7 Combinazioni SLU

8.7.1 Persistenti/Transitorie

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \}$$

$$M_{max} = 13.32$$

$$M_{min} = -12.77$$

8.8 Combinazioni SLE

8.8.1 Combinazioni Rare

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2}^{a_{fase}} + \sum G_{2,k,2}^{a_{fase}} + Q_{k,gruppo\ 1} \}$$

$$M_{max} = 9.84$$

$$M_{min} = -9.44$$

8.8.2 Combinazioni Frequenti

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2}^{a_{fase}} + \sum G_{2,k,2}^{a_{fase}} + \psi_1 \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \}$$

$$M_{max} = 7.58$$

$$M_{min} = -7.22$$

8.8.3 Combinazioni Quasi Permanenti

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,2}^{a_{fase}} + \sum G_{2,k,2}^{a_{fase}} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo\ 1} \}$$

$$M_{max} = 0.80$$

$$M_{min} = -0.53$$

9. VERIFICHE – CAMPATA CENTRALE

Ove non sia diversamente specificato, le grandezze contenute nella presente relazione sono espresse nelle seguenti unità di misura:

| | |
|-----------|-------|
| | |
| lunghezza | [cm] |
| forza | [daN] |
| angolo | [rad] |

I diametri delle barre di armatura lenta sono sempre espressi in [mm], i diametri dei trefoli di precompressione sono invece espressi in [inch] (= 25.4 [mm]).

9.1 Modello di calcolo

Il codice di calcolo TCAP riceve le combinazioni di carico della struttura dal programma di calcolo delle sollecitazioni ed esegue le verifiche nelle situazioni agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio inserendo nelle combinazioni l'effetto della precompressione.

Per valutare l'effetto della precompressione nelle varie sezioni viene assunto un modello di calcolo appropriato che riproduce le condizioni iperstatiche della struttura reale.

La struttura è considerata lineare e rettilinea, soggetta a deformazione longitudinale assiale generata dalla precompressione e deformazione trasversale per inflessione nel piano verticale. Essa viene schematizzata come una struttura a telaio piano che discretizza i tratti a sezione (e quindi baricentro) costante con aste orizzontali e i tratti a geometria variabile con aste inclinate.

Le forze di precompressione sono rappresentate da forze longitudinali e da coppie di trasporto delle forze stesse alla quota del baricentro locale.

Per il calcolo dei momenti flettenti resistenti a rottura viene utilizzata la procedura FindLim ed. TCAP/1.0 05/10 - SIGMAcSOFT che tiene conto, oltre al contributo del calcestruzzo, del contributo delle armature lente (stesso stato deformativo del calcestruzzo) e del contributo delle armature di precompressione nello stato deformativo effettivo (pretensione).

9.2 Codice di calcolo

La verifica è stata condotta con il codice di calcolo automatico TCAP ed. 8.31 - 12/2012 sviluppato da SIGMAcSOFT - Padova.

Procedura di calcolo tensionale per flessione: PREFLErett vers. TCAP/3.0 09/11 - SIGMAcSOFT

Procedura di calcolo a rottura per flessione: FindLim ed. TCAP/1.0 05/10 - SIGMAcSOFT

Procedura di calcolo a rottura per taglio: VrdCalc ed. TCAP/1.0 06/10 - SIGMAcSOFT

Modello iperstatico: TRSP ed. TCAP/1.0 04/10 – SIGMAcSOFT

9.3 Dati di calcolo

9.3.1 Dati geometrici

Schemi statici

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto eseguito in opera di traversi e soletta collaborante. Si distinguono due fasi successive di lavoro:

PRIMA FASE: Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono al peso proprio ed a quello del getto eseguito in opera.

SECONDA FASE: Il sistema misto, travi prefabbricate e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

Prima fase

Nella prima fase i prefabbricati sono soggetti alle seguenti condizioni di vincolo:

In opera al momento del getto di 2a fase:

Sbalzo sinistro = 22.00

Sbalzo destro = 22.00

Seconda fase

In seconda fase la struttura è vincolata sugli appoggi definitivi:

| appoggio | descrizione | X | luce campata |
|----------|-------------|---------|--------------|
| 1 | Sella 1 | 0.00 | |
| 2 | Sella 2 | 2840.00 | 2840.00 |

9.4 Armature trave prefabbricata

9.4.1 Armature di precompressione pretesate

Trefoli

trefoli : 1/2" area = 93.000 [mm²]

acciaio : prec.fpk=1800

tensione di tesatura = 13000.00 [daN/cm²]

A_p = 46.500 N_p = 604500.00 [daN] Z_{g,p} = 9.10 [cm]

| quota Z | n. trefoli | n. guaine | L guaine |
|-------------|------------|---------------|----------|
| 19.00 | 2 | | |
| 16.00 | 2 | | |
| 13.00 | 11 | | |
| 10.00 | 11 | | |
| 7.00 | 12 | | |
| 4.00 | 12 | | |
| N. trefoli= | 50 | L tot guaine= | 0.00 |

9.4.2 Armatura lenta

Armatura longitudinale :

| pos. | | armatura | Y | Z | x iniziale | x finale |
|------|---------|----------|--------|--------|------------|----------|
| T1L1 | Sup 1sx | 1Ø10 | -73.00 | 147.00 | 18.00 | 2822.00 |
| T1L2 | Sup 2sx | 1Ø10 | -60.00 | 147.00 | 18.00 | 2822.00 |
| T1L3 | Sup 2dx | 1Ø10 | 60.00 | 147.00 | 18.00 | 2822.00 |
| T1L4 | Sup 1dx | 1Ø10 | 73.00 | 147.00 | 18.00 | 2822.00 |
| T1L5 | Inf sx | 1Ø12 | -22.00 | 3.00 | 26.00 | 2814.00 |
| T1L6 | Inf c | 1Ø12 | 0.00 | 3.00 | 26.00 | 2814.00 |
| T1L7 | Inf dx | 1Ø12 | 22.00 | 3.00 | 26.00 | 2814.00 |

Armatura trasversale :

| pos. | | armatura | X iniziale | X finale | |
|------|--------------|------------|------------|----------|-------------|
| T1S1 | | 4Ø14/20.00 | -22.00 | 114.00 | anima trave |
| T1S1 | (simmetrica) | | 2726.00 | 2862.00 | |
| T1S2 | | 4Ø10/30.00 | 114.00 | 1398.00 | anima trave |
| T1S2 | (simmetrica) | | 1442.00 | 2726.00 | |

armatura longit. appoggio :

| n. barre | Ø | lunghezza | quota Z |
|----------|----|-----------|---------|
| 4 | 12 | 200 | 6 |

9.5 Materiali - resistenze di calcolo

In questo paragrafo non valgono le convezioni di segno precedentemente riportate: per il calcestruzzo tutte le grandezze sono indicate con segno positivo e contestualmente viene specificato se si tratta di valori di compressione o di trazione.

9.5.1 Calcestruzzo delle travi prefabbricate

Ai fini del calcolo le caratteristiche rilevanti del calcestruzzo sono date dalla resistenza a rottura, dal modulo elastico e dall'entità dei fenomeni differiti nel tempo.

Le travi prefabbricate in c.a.p. sono precomprese a trefoli aderenti e devono perciò rispettare delle limitazioni tensionali già in fase iniziale, al rilascio dei trefoli.

Data l'entità delle sollecitazioni iniziali si raccomanda di eseguire il trasferimento della precompressione con opportuna gradualità. Nel seguito della relazione si indicherà sinteticamente tale operazione come "taglio dei trefoli".

| Calcestruzzo | C35/45 |
|--|-----------|
| resistenza caratteristica $R_{ck28,cub}$ | 450.00 |
| resistenza al taglio dei trefoli $R_{ckj,cub}$ | 400.00 |
| coefficiente sicurezza verifiche a rottura | 1.500 |
| modulo elastico | 346254.00 |
| peso specifico | 0.0025 |
| ritiro totale | -0.00030 |
| % ritiro prima del taglio trefoli | 25.5% |
| % ritiro taglio trefoli-getto soletta | 25.5% |
| % ritiro da getto soletta a $t=inf.$ | 49% |
| coeff. di viscosità | 2.300 |
| % viscosità taglio trefoli-getto soletta | 33% |
| % viscosità da getto soletta a $t=inf.$ | 67% |

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

| | | | | |
|-----------------------|-----------|------------------------|--------------------------------|---------------------|
| a tempo infinito | f_{ck} | $= 0.83 \cdot R_{ck}$ | $= 0.83 \cdot 450.00 = 373.50$ | daN/cm ² |
| al taglio dei trefoli | f_{ckj} | $= 0.83 \cdot R_{ckj}$ | $= 0.83 \cdot 400.00 = 332.00$ | daN/cm ² |

Resistenza di calcolo a compressione :

| | | | | |
|-----------------------|-----------|--|--------------------------------------|---------------------|
| a tempo infinito | f_{cd} | $= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ | $= 0.85 \cdot 373.50 / 1.5 = 211.65$ | daN/cm ² |
| al taglio dei trefoli | f_{cdj} | $= \alpha_{cc} \cdot f_{ckj} / \gamma_c$ | $= 0.85 \cdot 332.00 / 1.5 = 188.13$ | daN/cm ² |

Nel calcolo a rottura delle sezioni si utilizza il diagramma parabola-rettangolo con tensione massima a tempo infinito pari a :

$$f_{cd} = 211.65 \text{ daN/cm}^2$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione (formazione delle fessure) :

| | | | |
|-----------------------|-----------|--------------------|-------------------------|
| a tempo infinito | f_{ct} | $= f_{ctm} / 1.2$ | $= 33.52 / 1.2 = 27.93$ |
| al taglio dei trefoli | f_{ctj} | $= f_{ctmj} / 1.2$ | $= 30.99 / 1.2 = 25.82$ |

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione nel calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

al taglio dei trefoli :

| | | | |
|---------------|------------------------|------------|---------------------|
| σ_{cj} | $< 0.70 \cdot f_{ckj}$ | $= 232.40$ | daN/cm ² |
|---------------|------------------------|------------|---------------------|

a cadute avvenute :

| | | | | |
|------------|-----------------------|------------|---------------------|---------------------------------|
| σ_c | $< 0.6 \cdot f_{ck}$ | $= 224.10$ | daN/cm ² | (per comb. caratteristica rara) |
| σ_c | $< 0.45 \cdot f_{ck}$ | $= 168.08$ | daN/cm ² | (per comb. quasi permanente) |

9.5.2 Calcestruzzo gettato in opera

| | |
|--|-----------|
| Calcestruzzo | C25/30 |
| resistenza caratteristica $R_{ck,cub}$ | 300.00 |
| coefficiente sicurezza verifiche a rottura | 1.5 |
| modulo elastico | 314471.00 |
| peso specifico | 0.0025 |
| coeff. di omogeneizzazione con cls travi | 0.908 |

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

| | | | | |
|------------------|----------|-----------------------|--------------------------------|---------------------|
| a tempo infinito | f_{ck} | $= 0.83 \cdot R_{ck}$ | $= 0.83 \cdot 300.00 = 249.00$ | daN/cm ² |
|------------------|----------|-----------------------|--------------------------------|---------------------|

Resistenza di calcolo a compressione :

| | | | | |
|------------------|----------|---|--------------------------------------|---------------------|
| a tempo infinito | f_{cd} | $= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ | $= 0.85 \cdot 249.00 / 1.5 = 141.10$ | daN/cm ² |
|------------------|----------|---|--------------------------------------|---------------------|

Nel diagramma parabola-rettangolo la tensione massima è pari a :

$$f_{cd} = 141.10$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione (formazione delle fessure) :

| | | | |
|------------------|----------|-------------------|-------------------------|
| a tempo infinito | f_{ct} | $= f_{ctm} / 1.2$ | $= 25.58 / 1.2 = 21.32$ |
|------------------|----------|-------------------|-------------------------|

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

| | | | | |
|------------|-----------------------|------------|---------------------|---------------------------------|
| σ_c | $< 0.6 \cdot f_{ck}$ | $= 149.40$ | daN/cm ² | (per comb. caratteristica rara) |
| σ_c | $< 0.45 \cdot f_{ck}$ | $= 112.05$ | daN/cm ² | (per comb. quasi permanente) |

9.5.3 Acciaio per c.a.p.

Acciaio prec.fpk=1800 :

| | |
|---|------------|
| tensione all'1% deform. residua $f_{p(1)k}$ | 13950.00 |
| Modulo elastico | 2060000.00 |
| coeff. di omogeneizzazione a cls travi | 6 |
| coefficiente di sicurezza | 1.15 |
| % rilassam. prima del taglio trefoli | 41.4% |
| % rilassam. taglio trefoli-getto soletta | 25.9% |
| % rilassam. da getto soletta a t=inf. | 32.7% |

In base al punto 4.1.8.1.5 del D.M. 14/01/2008 le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi pre-tesi deve rispettare la più restrittiva delle seguenti limitazioni:

| | | | |
|----------------|-----------------------------|------------------------------------|---------------------|
| σ_{spi} | $\leq 0.80 \cdot f_{ptk}$ | $= 0.80 \cdot 15345.00 = 12276.00$ | daN/cm ² |
| σ_{spi} | $\leq 0.90 \cdot f_{p(1)k}$ | $= 0.90 \cdot 13950.00 = 12555.00$ | daN/cm ² |

E' ammessa una sovratensione iniziale pari a $0.05 f_{p(1)k}$.

La tensione massima in esercizio nella combinazione caratteristica (rara) deve rispettare la seguente limitazione (4.1.8.1.2 e 4.1.2.2.5.2 D.M.14/01/2008):

| | | | |
|---------------|-----------------------------|----------|---------------------|
| σ_{sp} | $\leq 0.80 \cdot f_{p(1)k}$ | 11160.00 | daN/cm ² |
|---------------|-----------------------------|----------|---------------------|

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

$$f_{ptd} = f_{p(1)k}/\gamma_s = 13950.00/1.15 = 12130.43 \text{ daN/cm}^2$$

9.5.4 Acciaio per armatura lenta

Questo tipo di acciaio costituisce l'armatura destinata ad assorbire gli sforzi di taglio (staffe) ed altri sforzi locali di trazione nel calcestruzzo.

| | |
|--|------------|
| tipo acciaio | FeB44k |
| tensione di snervamento f_{yk} | 3667.00 |
| coefficiente sicurezza verifiche a rottura | 1.15 |
| modulo elastico | 2060000.00 |
| coeff. di omogeneizzazione a cls travi | 6 |

La tensione massima consentita (4.1.2.2.5.2 D.M. 14/01/2008) nella combinazione rara deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_s \leq 0.80 \cdot f_{yk} = 0.80 \cdot 3667.00 = 2933.60 \text{ daN/cm}^2$$

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 3667.00/1.15 = 3188.70 \text{ daN/cm}^2$$

9.6 Cadute di tensione

9.6.1 Rilassamento dell'acciaio da precompressione

La valutazione del rilassamento dell'acciaio da precompressione avviene con la formulazione indicata dalla normativa e con i dati forniti dal produttore.

Ad una temperatura costante di 20 [°C] la caduta di tensione $\Delta\sigma_{pr}$ per rilassamento al tempo t è:

| classe | tipo | caduta |
|--------|------------------|--|
| 1 | trecce e trefoli | $\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot [5.39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6.7\mu} \cdot (t/1000)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}]$ |

dove:

- σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo;
- ρ_{1000} è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 [°C] e a partire da una tensione iniziale pari a 0.7 della resistenza f_p del campione provato:

| Acciaio | classe | ρ_{1000} |
|---------|--------|---------------|
| 1 | 1 | 8 |

- $\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$;
- f_{pk} è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio;
- t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

La caduta finale per rilassamento può essere valutata con le formule sopra scritte ed inserendo un tempo di 500000 ore. Si ottiene così:

| Armatura | classe | μ | $\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$ | |
|--------------------|--------|-------|---------------------------------|--------|
| Trave 1 - gruppo 1 | 1 | 0.847 | 0.257 | 25.65% |

9.6.2 Ritiro del calcestruzzo

L'accorciamento dovuto al ritiro viene assunto pari a :

prefabbricati $\varepsilon_{cs1} = -0.00030$
 getto in opera $\varepsilon_{cs2} = -0.00030$

e la conseguente caduta di tensione nell'acciaio da precompressione viene calcolata in base al modulo elastico dell'acciaio stesso:

| Armatura | $\Delta\sigma_{ps}$ | | |
|--------------------|-------------------------------|---------|-------|
| Trave 1 - gruppo 1 | $-0.00030 \cdot 2060000.00 =$ | -618.00 | 4.75% |

9.6.3 Viscosità del calcestruzzo

Il valore della deformazione lenta del calcestruzzo (viscosità) si assume, ai fini del calcolo delle cadute di tensione nell'acciaio, secondo quanto indicato dalle norme (11.2.10.7 D.M.14/01/2008), pari a :

$$\varphi_{inf,1} = 2.3 \quad (\text{cavi pretesi nei prefabbricati})$$

9.6.4 Sviluppo nel tempo delle cadute di tensione

Per i cavi pretesi, che agiscono sugli elementi prefabbricati, i valori totali dei fenomeni differiti esposti ai paragrafi precedenti vengono ripartiti nelle diverse fasi tenendo conto delle diverse condizioni ambientali e tensionali.

| | % rilassamento | % ritiro | % viscosità |
|--|----------------|----------|-------------|
| dalla posa in tensione al taglio trefoli | 41.40 | 25.50 | 0.00 |
| dal taglio trefoli al getto in opera | 25.90 | 25.50 | 33.00 |
| dal getto in opera a tempo infinito | 32.70 | 49.00 | 67.00 |

9.7 Stati limite di esercizio

9.7.1 Stato Limite delle tensioni in esercizio - procedimento di calcolo

Per valutare lo stato tensionale nelle sezioni di verifica distingueremo le seguenti fasi :

PRIMA FASE

- a) al manifestarsi della precompressione
- b) prima del getto in opera
- c) subito dopo il getto in opera

SECONDA FASE

- d) impalcato scarico
- e) impalcato carico

In tutte le fasi la determinazione dello stato tensionale degli elementi da verificare avviene in base alla combinazione caratteristica (rara) :

$$S = G_1 + G_2 + P + Q$$

dove:

- G_1 = permanenti strutturali
- G_2 = permanenti non strutturali
- P = precompressione
- Q = azioni variabili

9.7.2 Stato limite di fessurazione travi prefabbricate

Per garantire la durabilità della struttura il calcolo di verifica tensionale agli Stati Limite di esercizio viene condotto con opportune limitazioni che preservano le travi principali da una eccessiva fessurazione.

A questo scopo, facendo riferimento alla normativa (tab. 4.1.IV) ed adottando le limitazioni relative alle armature *sensibili* nel caso di ambiente molto aggressivo, andrebbero verificate le seguenti condizioni:

| classi di esposizione | comb. rare | comb. frequenti | comb. quasi perm. |
|------------------------------|--------------------|--------------------|-------------------|
| XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4 | <nessuna verifica> | formazione fessure | decompressione |

Per una maggiore tutela della durabilità dell'opera vengono invece rispettate nelle verifiche le seguenti limitazioni:

| classi di esposizione | comb. rare | comb. frequenti | comb. quasi perm. |
|------------------------------|-----------------------------------|-----------------|--------------------|
| XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4 | formazione fessure | decompressione | <nessuna verifica> |
| | $\sigma_{traz.} \leq f_{ctm}/1.2$ | | |

9.7.3 Stato Limite di deformazione

Viene valutata l'entità delle deformazioni significative degli elementi inflessi nelle varie fasi.

La valutazione di tali deformazioni viene fatta assumendo per il modulo elastico del calcestruzzo il valore:

$$E_{travi} = 346254.00$$

$$E_{soletta} = 314471.00$$

e, per determinare gli effetti sotto l'azione dei carichi permanenti, viene assunto un coefficiente di viscosità

| | |
|--|--|
| | Ponti in c.a.p. sul canale Milano – Cremona – Po Verifica statica |
|--|--|

pari a:

$$\varphi_{inf} = 2.3$$

L'effetto della viscosità viene poi ridotto moltiplicando tutte le deformazioni conseguenti per il valore 0.5

Le frecce calcolate sono positive se rappresentano uno spostamento verso l'alto, negative se verso il basso.

Prima fase

CANALE MI-CR-PO :

| | accorciamento | rotaz. testata | rotaz. testata | freccia in |
|-------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| | [cm] | sinistra [rad] | destra [rad] | mezzzeria [cm] |
| al taglio trefoli | -0.8496 | 0.00914 | -0.00914 | 6.4475 |
| al getto soletta | -1.1230 | 0.00562 | -0.00562 | 4.4083 |
| dopo maturazione | -1.1266 | 0.00564 | -0.00564 | 4.4128 |

Seconda fase

Spostamenti X in asse appoggi [cm] :

| | dopo maturazione | postesi e | |
|---------|-------------------------|-----------------------|---------------|
| | soletta | cambio vincoli | t=inf. |
| Sella 1 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| Sella 2 | 0.0000 | 0.0000 | -0.5985 |

Rotazioni in asse appoggi [rad] :

| | dopo maturazione | postesi e | |
|---------|-------------------------|-----------------------|---------------|
| | soletta | cambio vincoli | t=inf. |
| Sella 1 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00710 |
| Sella 2 | 0.00000 | 0.00000 | -0.00710 |

Frecce in mezzzeria [cm] :

| campata | | dopo maturazione | postesi e | t=inf. | t=inf. |
|----------------|----------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| | X | soletta | cambio vincoli | comb. rara max | comb. rara min |
| 1 | 1420.00 | 4.4128 | 4.4128 | 6.3815 | 2.4371 |

9.8 Stati limite ultimi

9.8.1 Stato Limite Ultimo per sollecitazioni flettenti

Il calcolo dei momenti ultimi delle sezioni viene eseguito tenendo conto del diagramma σ - ϵ parabola-rettangolo per il calcestruzzo, con deformazione limite pari a -0.0035 in compressione, e deformazione indefinita a trazione con tensione nulla (sezione fessurata).

Per gli acciai si utilizza un diagramma tensioni-deformazioni linearmente elastico fino alla tensione di rottura e lineare orizzontale fino alla deformazione 0.01, sia in trazione che in compressione.

Si rimanda al capitolo dei materiali per i valori dei moduli elastici e delle tensioni di calcolo.

Nel calcolo del momento ultimo si tiene conto del delta di deformazione ϵ_{sp} dell'acciaio da precompressione rispetto agli altri materiali.

9.8.2 Stato Limite Ultimo per sollecitazioni taglianti e torcenti

Per valutare i tagli e momenti torcenti resistenti viene utilizzata la formulazione indicata dalle norme:

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot ((100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{taglio ultimo in assenza di armatura trasversale})$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta) \quad (\text{taglio ultimo per rottura delle bielle compresse})$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha \quad (\text{taglio ultimo per rottura delle staffe})$$

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A_k \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot \cot \theta / (1 + \cot^2 \theta) \quad (\text{momento torcente ultimo per rottura delle bielle compresse})$$

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A_k \cdot (A_{sw,parete}/s) \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta \quad (\text{momento torcente ultimo per rottura delle staffe})$$

Dove:

d: altezza utile della sezione

b_w : larghezza minima della sezione

A_{sw} : area armatura trasversale nella sezione

$A_{sw,parete}$: area armatura trasversale minima nelle pareti

s: passo staffe

α : inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali (90 [deg])

θ : inclinazione bielle compresse in cls

α_c : coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale

A_{sl} : area acciaio in zona tesa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$$

$$\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d)$$

A_k : area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico della sezione

Nel modello a traliccio a rottura si considerano inclinate a 45 [deg] le bielle compresse di calcestruzzo in sezioni non precomprese, mentre si tiene conto dell'effetto benefico della precompressione valutando una minore inclinazione delle bielle in base alla tensione principale di trazione presente nella sezione a quota baricentrica. L'inclinazione così determinata viene comunque limitata come indicato nelle norme citate.

9.8.3 Stato Limite Ultimo per scorrimento tra i getti

Viene calcolato lo sforzo di scorrimento di progetto S_{Edi} tra il calcestruzzo delle travi prefabbricate e quello gettato in opera, e viene confrontato con quello ultimo di interfaccia S_{Rdi} , utilizzando le indicazioni della normativa EN1991-1-1-6.2.5

$$S_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed}/z$$

in cui:

- β è il rapporto tra la forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata, assunto = 1.0
- V_{Ed} è la forza di taglio trasversale di 2ª fase
- z è il braccio della coppia interna della sezione composta

$$S_{Rdi} = b_i \cdot (c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n) + A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot \mu \leq 0.5 \cdot b_i \cdot v \cdot f_{cd}$$

in cui:

| | | | |
|---|------------|-------------|-----------|
| Larghezza superficie contatto / spess. tot. anime | b_i/b_w | 1.000 | [-] |
| Fattore di coesione tra le superfici | c | 0.350 | [-] |
| Resistenza a trazione di progetto | f_{ctd} | 25.58 | [daN/cm²] |
| Coefficiente di attrito tra le superfici | μ | 0.600 | [-] |
| Compressione normale alle superfici di contatto | σ_n | 1.40 | [daN/cm²] |
| Area complessiva staffa di collegamento | A_{sw} | <variabile> | [cm²] |
| Passo staffe di collegamento | s | <variabile> | [cm] |
| Resistenza calcestruzzo più debole | f_{cd} | 141.10 | [daN/cm²] |

9.9 Verifica delle sezioni

Verifica sezione X=1420.00 - Sezione di mezzeria

Prima fase: sola trave

Sezione di calcolo :

| n. | Y | Z |
|----|--------|--------|
| 1 | -25.00 | 0.00 |
| 2 | -51.20 | 131.00 |
| 3 | -76.00 | 139.00 |
| 4 | -76.00 | 150.00 |
| 5 | -47.00 | 150.00 |
| 6 | -23.60 | 25.60 |
| 7 | 23.60 | 25.60 |
| 8 | 47.00 | 150.00 |
| 9 | 76.00 | 150.00 |
| 10 | 76.00 | 139.00 |
| 11 | 51.20 | 131.00 |
| 12 | 25.00 | 0.00 |

$$A = 3889.160$$

$$J_f = 11176880.3614$$

$$Z_g = 71.11$$

Armature di precompressione :

| n. | Z | area |
|----|-------|--------|
| 1 | 19.00 | 1.860 |
| 2 | 16.00 | 1.860 |
| 3 | 13.00 | 10.230 |
| 4 | 10.00 | 10.230 |
| 5 | 7.00 | 11.160 |
| 6 | 4.00 | 11.160 |

$$A_p = 46.500$$

$$Z_{g,p} = 9.10$$

Ponti in c.a.p. sul canale Milano – Cremona – Po
Verifica statica

Armature lente longitudinali :

| n. | Z | area | |
|----|--------|-------|--------------|
| 1 | 147.00 | 0.785 | 1Ø10 Sup 1sx |
| 2 | 147.00 | 0.785 | 1Ø10 Sup 2sx |
| 3 | 147.00 | 0.785 | 1Ø10 Sup 2dx |
| 4 | 147.00 | 0.785 | 1Ø10 Sup 1dx |
| 5 | 3.00 | 1.131 | 1Ø12 Inf sx |
| 6 | 3.00 | 1.131 | 1Ø12 Inf c |
| 7 | 3.00 | 1.131 | 1Ø12 Inf dx |

| Sezione ideale (n=6.000) | A _{id} | J _{f, id} | Z _{g, id} |
|--------------------------|-----------------|--------------------|--------------------|
| | 4207.367 | 1.238646E7 | 67.01 |

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

| | % | $\Delta\sigma_{sp}$ | $\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$ |
|----------------------|-------|---------------------|----------------------------------|
| ritiro cls | 25.5% | 157.59 | 1.2% |
| rilassamento acciaio | 34.8% | 1380.60 | 10.6% |

| Sollecitazioni | M _{esterno} | N _{precomp.} | M _{precomp.} |
|-------------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| t=0 dopo taglio trefoli | 9855063.55 | -532974.19 | -33047966.42 |
| prima del getto | 9855063.55 | -437862.60 | -27150411.45 |
| dopo getto 2a fase | 24512421.89 | -437549.86 | -27131019.30 |

Tensioni nei materiali dopo getto 2a fase

| Tensioni sul calcestruzzo | $\sigma_{e, max}$ | | $\sigma_{i, max}$ | |
|---------------------------|-------------------|--|-------------------|--|
| t=0 dopo taglio trefoli | 14.08 | | -240.32 | |
| prima del getto | -0.22 | | -187.92 | |
| dopo getto 2a fase | -98.43 | | -108.63 | |

| Tensioni sugli acciai | σ_{sp} | | $\sigma_{long, inf}$ | | $\sigma_{long, sup}$ | |
|-------------------------|---------------|--|----------------------|--|----------------------|--|
| t=0 dopo taglio trefoli | 10112.52 | | -1411.36 | | 53.95 | |
| prima del getto | 8357.23 | | -1104.97 | | -23.83 | |
| dopo getto 2a fase | 8768.35 | | -650.53 | | -591.79 | |

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

| | % | $\Delta\sigma_{sp}$ | $\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$ |
|----------------------|-------|---------------------|----------------------------------|
| ritiro cls | 25.5% | 157.59 | 1.2% |
| rilassamento acciaio | 21.8% | 863.71 | 6.6% |
| viscosità cls | 44.0% | 1024.11 | 7.9% |

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

| | % | $\Delta\sigma_{sp}$ | $\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$ |
|----------------------|------|---------------------|----------------------------------|
| ritiro cls | 0.1% | 0.85 | 0.0% |
| rilassamento acciaio | 0.1% | 3.07 | 0.0% |
| viscosità cls | 0.1% | 2.81 | 0.0% |

Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

$\Delta\varepsilon$ armature pretese: $\varepsilon_{sp, z=9.10}=0.00457$

| | |
|--|--|
| | Ponti in c.a.p. sul canale Milano – Cremona – Po |
| | Verifica statica |

| fless. | Z asse neutro | Mr | ϵ_{sup} | Z _{sup} | ϵ_{inf} | Z _{inf} |
|--------|---------------|------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| (+) | 24.57 | 4.902308E7 | -0.00350 | 150.00 | 0.00060 | 3.00 |
| (-) | 30.47 | -878982.70 | 0.01000 | 147.00 | -0.00261 | 0.00 |

$$M_{d,max} = 33091769.55 < 49023082.58$$

Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

| Calcestruzzo: | θ [rad] | b _w |
|---------------|----------------|----------------|
| | 0.381 | 16.00 |

| d | K | A _{sl} | ρ_l | σ_{cp} | α_c |
|--------|-------|-----------------|----------|---------------|------------|
| 147.00 | 1.369 | 27.322 | 0.0116 | -112.59 | 1.170 |

| V _{Rd} | V _{Rsd} | V _{Rcd} |
|-----------------|------------------|------------------|
| 53295.84 | 0.00 | 0.00 |

$$V_{Ed,max} = 995.06 < 53295.84$$

Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

| | $\sigma_{e,max}$ | $\sigma_{i,max}$ |
|---------------------|------------------|------------------|
| trave prefabbricata | -98.47 | -108.45 |
| getto in opera | 0.00 | 0.00 |

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

| | % | $\Delta\sigma_{sp}$ | $\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$ |
|----------------------|-------|---------------------|----------------------------------|
| ritiro cls | 48.9% | 301.97 | 2.3% |
| rilassamento acciaio | 27.4% | 1087.41 | 8.4% |
| viscosità cls | 55.8% | 1298.42 | 10.0% |

Verifiche in esercizio

Verifica tensionale

Sezione di calcolo :

| n. | Y | Z | |
|----|---------|--------|----------------|
| 1 | -25.00 | 0.00 | |
| 2 | -51.20 | 131.00 | |
| 3 | -76.00 | 139.00 | |
| 4 | -76.00 | 150.00 | |
| 5 | -47.00 | 150.00 | |
| 6 | -23.60 | 25.60 | |
| 7 | 23.60 | 25.60 | |
| 8 | 47.00 | 150.00 | |
| 9 | 76.00 | 150.00 | |
| 10 | 76.00 | 139.00 | |
| 11 | 51.20 | 131.00 | |
| 12 | 25.00 | 0.00 | fine prefabb. |
| 13 | -25.00 | 0.00 | |
| 14 | -140.00 | 170.00 | getto in opera |
| 15 | 130.00 | 170.00 | (m=0.908) |
| 16 | 130.00 | 150.00 | |

Ponti in c.a.p. sul canale Milano – Cremona – Po
Verifica statica

| n. | Y | Z | |
|----|---------|--------|--|
| 17 | -140.00 | 150.00 | |
| 18 | -140.00 | 170.00 | |

$A = 8793.489$

$J_f = 28480416.4361$

$Z_g = 120.68$

Armature di precompressione :

| n. | Z | area |
|----|-------|--------|
| 1 | 19.00 | 1.860 |
| 2 | 16.00 | 1.860 |
| 3 | 13.00 | 10.230 |
| 4 | 10.00 | 10.230 |
| 5 | 7.00 | 11.160 |
| 6 | 4.00 | 11.160 |

$A_p = 46.500$

$Z_{g,p} = 9.10$

Armature lente longitudinali :

| n. | Z | area | |
|----|--------|-------|--------------|
| 1 | 147.00 | 0.785 | 1Ø10 Sup 1sx |
| 2 | 147.00 | 0.785 | 1Ø10 Sup 2sx |
| 3 | 147.00 | 0.785 | 1Ø10 Sup 2dx |
| 4 | 147.00 | 0.785 | 1Ø10 Sup 1dx |
| 5 | 3.00 | 1.131 | 1Ø12 Inf sx |
| 6 | 3.00 | 1.131 | 1Ø12 Inf c |
| 7 | 3.00 | 1.131 | 1Ø12 Inf dx |

| Sezione ideale (n=6.000) | A_{id} | $J_{f,id}$ | $Z_{g,id}$ |
|--------------------------|----------|------------|------------|
| | 9111.696 | 3.213417E7 | 117.06 |

Tensioni sul cls - CANALE MI-CR-PO :

| | $\sigma_{e,max}$ | $\sigma_{e,min}$ | $\sigma_{i,max}$ | $\sigma_{i,min}$ |
|-----------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| t=inf.-senza carichi | -98.32 | -98.32 | -46.54 | -46.54 |
| t=inf.-SLE Rare | -98.32 | -150.38 | 138.47 | -46.54 |
| t=inf.-SLE Frequenti | -98.32 | -133.48 | 78.39 | -46.54 |
| t=inf.-SLE Quasi Permanenti | -98.32 | -106.60 | -17.12 | -46.54 |

Tensioni sul cls - getto in opera :

| | $\sigma_{e,max}$ | $\sigma_{e,min}$ | $\sigma_{i,max}$ | $\sigma_{i,min}$ |
|-----------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| t=inf.-senza carichi | -7.34 | -7.34 | 0.00 | 0.00 |
| t=inf.-SLE Rare | -7.34 | -83.33 | 0.00 | -47.14 |
| t=inf.-SLE Frequenti | -7.34 | -58.65 | 0.00 | -31.79 |
| t=inf.-SLE Quasi Permanenti | -7.34 | -19.42 | 0.00 | -7.38 |

Tensioni sugli acciai :

| | σ_{sp} | $\sigma_{long,inf}$ | $\sigma_{long,sup}$ |
|-----------------------------|---------------|---------------------|---------------------|
| t=inf.-senza carichi | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| t=inf.-SLE Rare | 10135.35 | 1445.68 | 8.34 |
| t=inf.-SLE Frequenti | 9802.92 | 1094.46 | 8.34 |
| t=inf.-SLE Quasi Permanenti | 9274.39 | 536.07 | 8.34 |

Verifica a rottura per flessione $t=inf.$

presollecitazione nelle armature di precompressione :

| | Z cavo risult. | $\Delta\varepsilon_{sp}$ |
|---------|-----------------------|--|
| Trefoli | 9.10 | 0.00442 |

| fless. | Z asse neutro | Mr | ε_{sup} | $Z_{\varepsilon sup}$ | ε_{inf} | $Z_{\varepsilon inf}$ |
|--------|----------------------|------------|---------------------------------------|---|---------------------------------------|---|
| (+) | 144.79 | 8.754617E7 | -0.00178 | 170.00 | 0.01000 | 3.00 |
| (-) | 29.75 | -953888.00 | 0.01000 | 147.00 | -0.00254 | 0.00 |

$$M_{d,max} = 102420204.88 > 87546172.07 \text{ * verifica non soddisfatta}$$

Verifica rottura per taglio $t=inf.$

| Calcestruzzo: | θ [rad] | b_w |
|----------------------|----------------------------------|-------------------------|
| | 0.381 | 16.00 |

| d | K | A_{sl} | ρ_l | σ_{cp} | α_c |
|----------|----------|----------------------------|----------------------------|---------------------------------|------------------------------|
| 167.00 | 1.346 | 49.893 | 0.0187 | -35.55 | 1.168 |

| V_{Rd} | V_{Rsd} | V_{Rcd} |
|----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| 32012.22 | 0.00 | 0.00 |

$$V_{Ed,max} = 16834.01 < 32012.22$$

Trazione per taglio ($V=16834.01$) = 21042.52 [daN]

Verifica rottura per torsione $t=inf.$

<sollecitazioni torcenti nulle>

Verifica a taglio/torsione $t=inf.$

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.1.4 - *Sollecitazioni composte - b)* nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = 0.00/0.00 + -16834.01/32012.22 = 0.526$$

Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 16.000 [cm²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=1420.00 risultano:

| | | |
|--|-------------|-----------------------|
| max valore di progetto scorrimento interfaccia | 0.00 | [daN/cm] |
| min valore di progetto scorrimento interfaccia | -116.91 | [daN/cm] |
| scorrimento ultimo per coesione ed attrito | ± 22.39 | [daN/cm] |
| staffe di collegamento | 0.0000 | [cm ² /cm] |
| scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe | ± 22.39 | [daN/cm] |

10. CONFRONTO DELLE SOLLECITAZIONI

10.1 Caso di carico con una fila di mezzi eccentrica sulla campata centrale

La campata centrale è caricata trasversalmente disponendo una fila di due autocarri sulla parte più esterna della carreggiata, a 0,50 m dal cordolo di destra percorrendo il sovrappasso in direzione Crotta d'Adda.

Le caratteristiche del carico sono:

- Larghezza di ingombro: 2,50 m
- Lunghezza di ingombro: 8,67 m
- Peso a pieno carico: 450 kN
- Peso su mediana A (posteriore): 300 kN
- Peso su mediana B (anteriore) 150 kN

Essi sono disposti longitudinalmente a distanza di 1,00 m l'uno dall'altro in modo da massimizzare lo sbilanciamento. I mezzi sono caricati secondo il massimo applicabile, ossia **450 kN**, per un totale di **900 kN** presenti sulla campata oggetto della prova. Di seguito si riporta lo schema considerato:

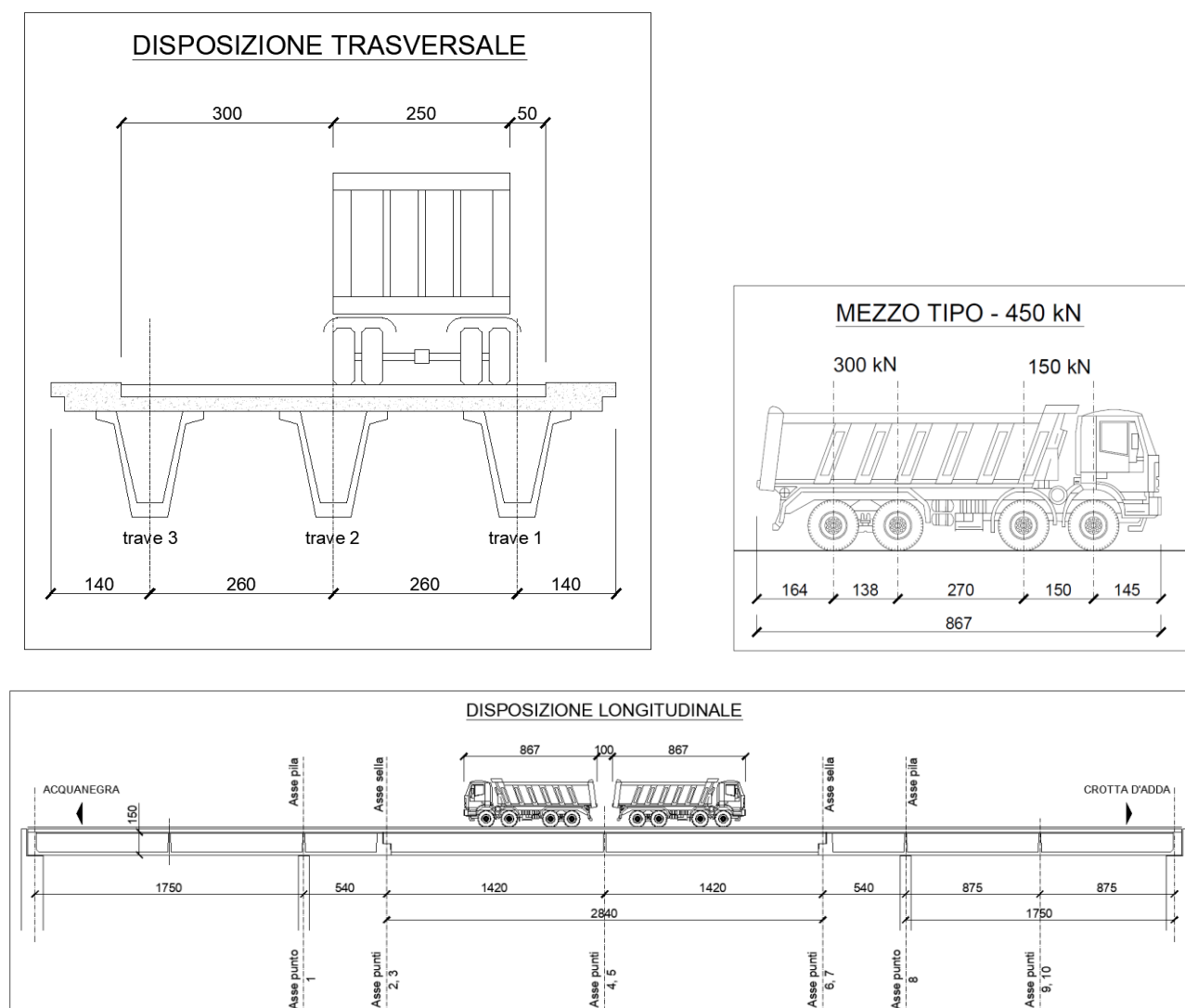


Figura 23 – Schema di carico con una fila di mezzi eccentrica – sezioni

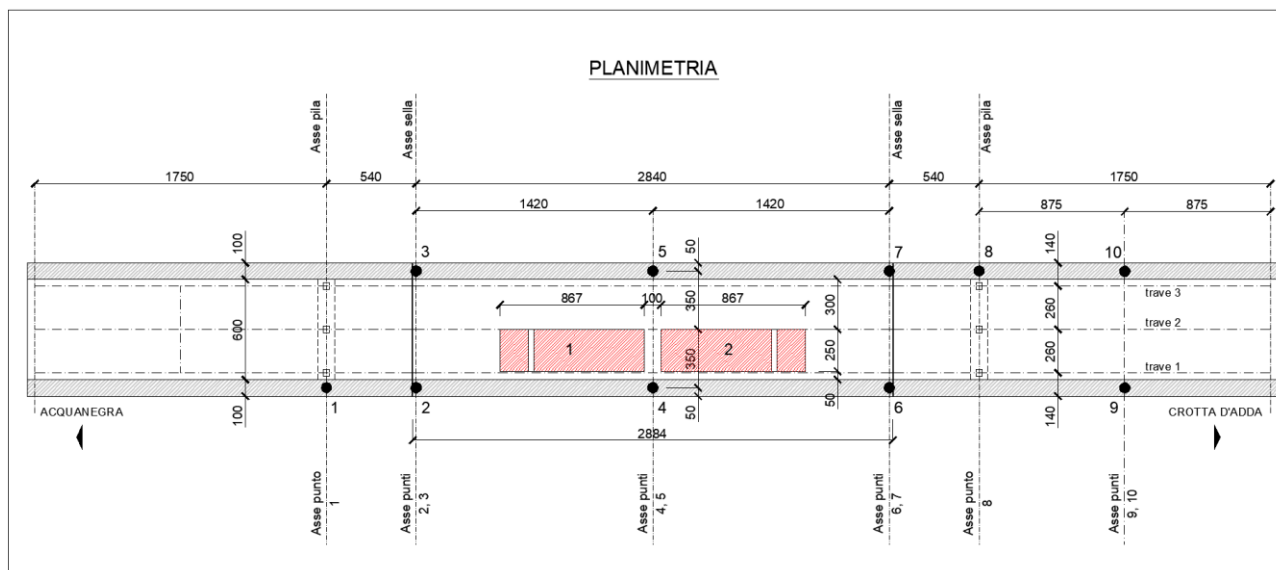


Figura 24 – Schema di carico con una fila di mezzi eccentrica – pianta

10.2 Sollecitazioni con mezzi da prova di carico

Fase 2 – Due autocarri da 45 ton

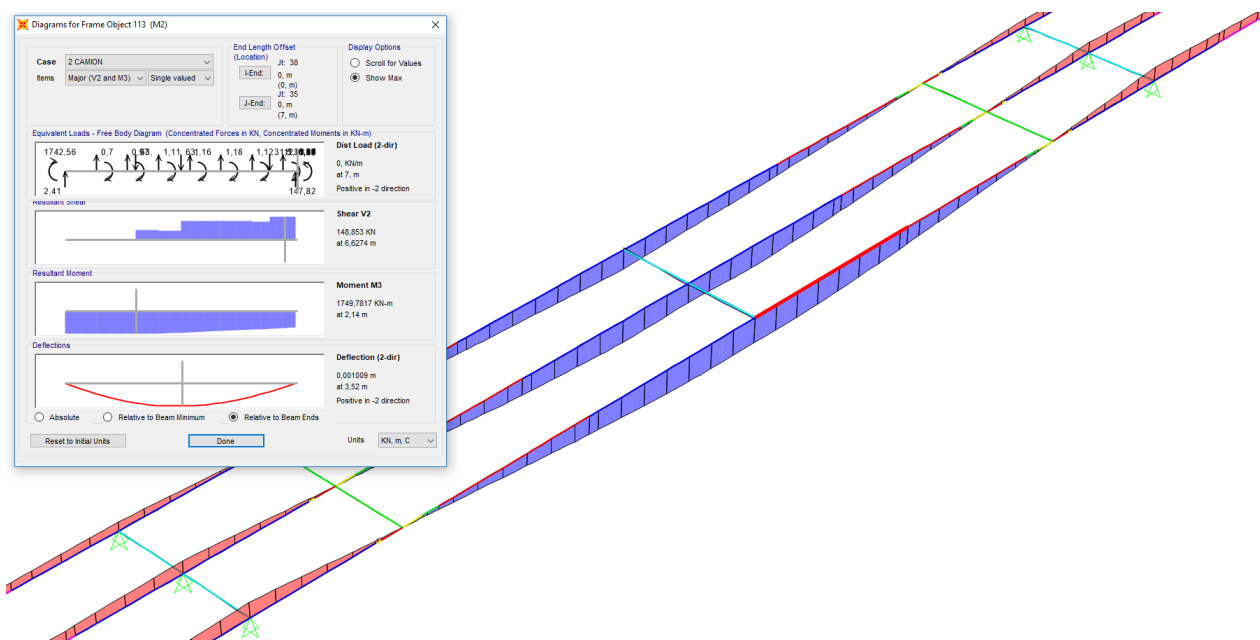


Figura 25 – Diagramma dei momenti flettenti con carichi da collaudo in fase 2

Nel dettaglio il momento flettente massimo in mezzeria durante la fase 2 del collaudo è pari a:

$M = 1.749,70 \text{ kN m}$ (valore inferiore a 2.593,1 kN m dichiarato a pagina 17 della relazione di calcolo)

10.3 Sollecitazioni con carichi in esercizio

Si effettua nel presente paragrafo un confronto delle sollecitazioni indotte dal passaggio di un mezzo tipico proveniente dall'adiacente acciaieria. Secondo i dati a disposizione inviati dalla committenza i mezzi transitanti hanno un peso totale pari a 58 ton. Il mezzo utilizzato è rappresentato nella seguente figura.

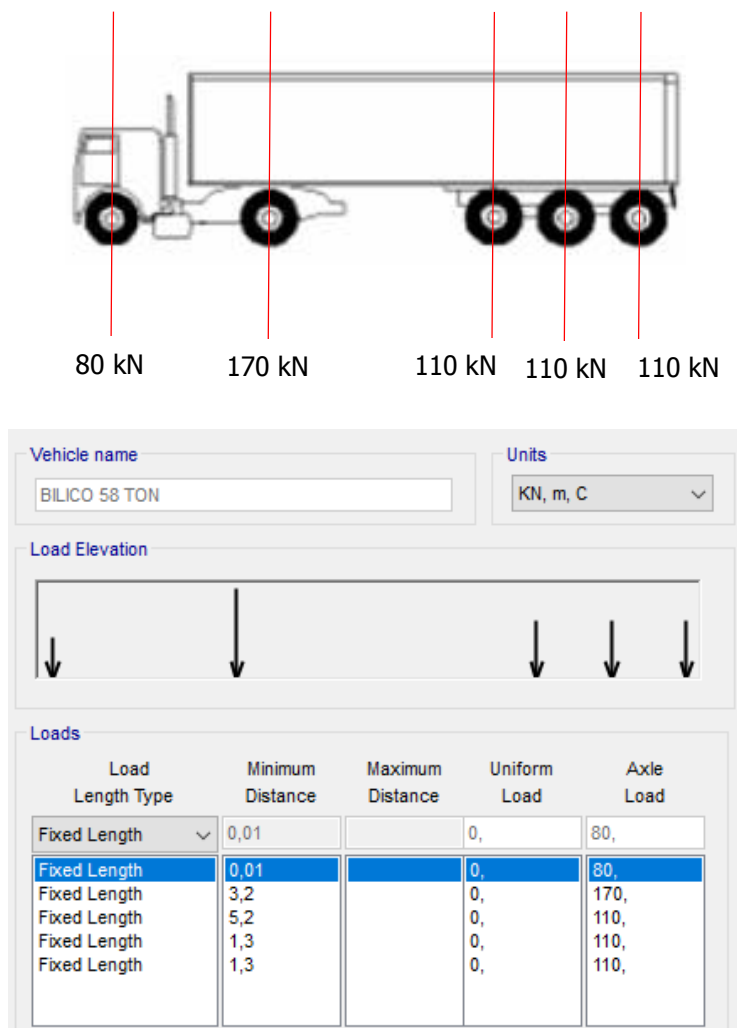


Figura 26 – Schematizzazione ed assegnazione dei carichi in esercizio

Le caratteristiche del carico sono:

- Larghezza di ingombro: 2,50 m
- Lunghezza di ingombro: 12,00 m
- Peso a pieno carico: 580 kN
- Peso su mediana A (anteriore): 80 kN
- Peso su mediana B (centrale) 170 kN
- Peso su mediana C (posteriore): 3x110 kN

Sono state analizzate le seguenti casistiche.

- 1) Un bilico singolo viaggiante in una direzione
- 2) Due bilici viaggianti nel medesimo senso di marcia e distanti tra loro 3,00 m in senso longitudinale
- 3) Due bilici viaggianti in opposte direzioni di marcia che possono incrociarsi in mezzzeria dell'impalcato

Caso 1 – Un bilico singolo viaggiante in una direzione

Il momento flettente è pari a:

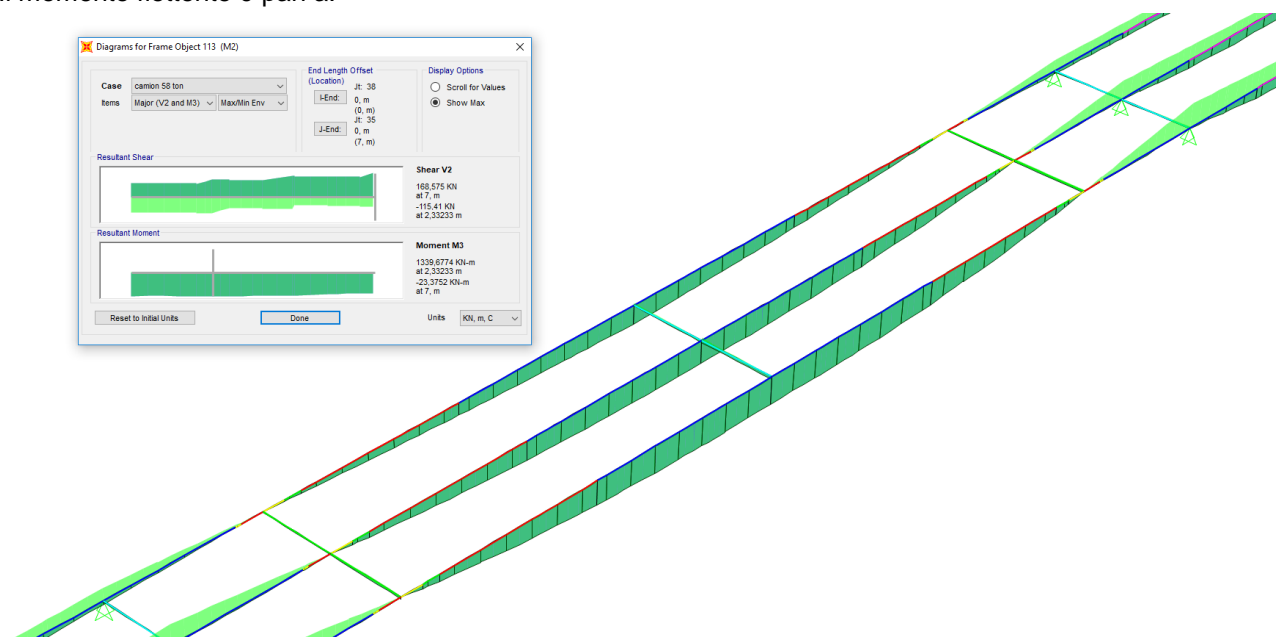


Figura 27 – Diagramma dei momenti flettenti con carichi indotti da un bilico viaggiante

Nel dettaglio il momento flettente massimo in mezzzeria dovuto alla presenza di un bilico viaggiante è pari a:

$M = 1.339,68 \text{ kN m}$ (valore inferiore a $1.749,70 \text{ kN m}$ indotto dalla presenza dei mezzi utilizzati durante la prova di carico)

Caso 2 – Due bilici viaggianti nel medesimo senso di marcia e distanti tra loro 5,00 m in senso longitudinale.

Il momento flettente è pari a:

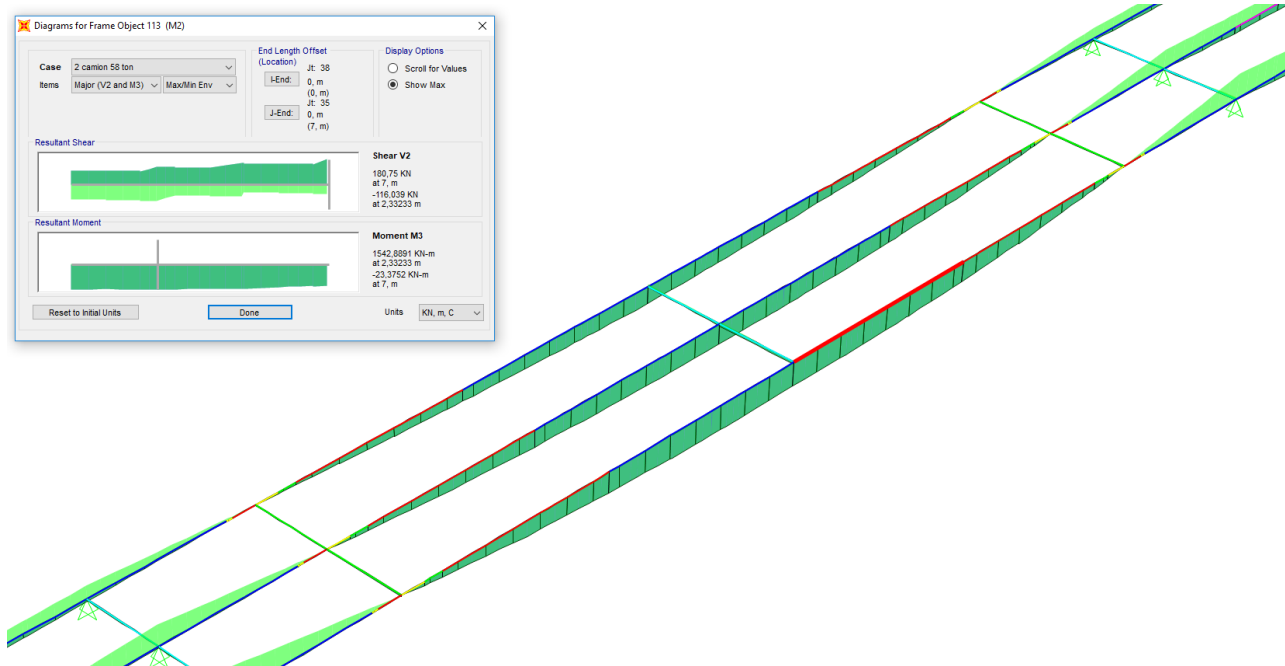


Figura 28 – Diagramma dei momenti flettenti con carichi indotti da due bilici viaggianti e distanti tra loro 3,00 m in senso longitudinale

Nel dettaglio il momento flettente massimo in mezzeria dovuto alla presenza di due bilici viaggianti nella medesima direzione di marcia e distanti tra loro 5,00 m, è pari a:

$M = 1.542,89 \text{ kN m}$ (valore inferiore a $1.749,70 \text{ kN m}$ indotto dalla presenza dei mezzi utilizzati durante la prova di carico)

Caso 3 – Due bilici viaggianti in opposte direzioni di marcia che possono incrociarsi in mezzeria dell'impalcato

Il momento flettente è pari a:

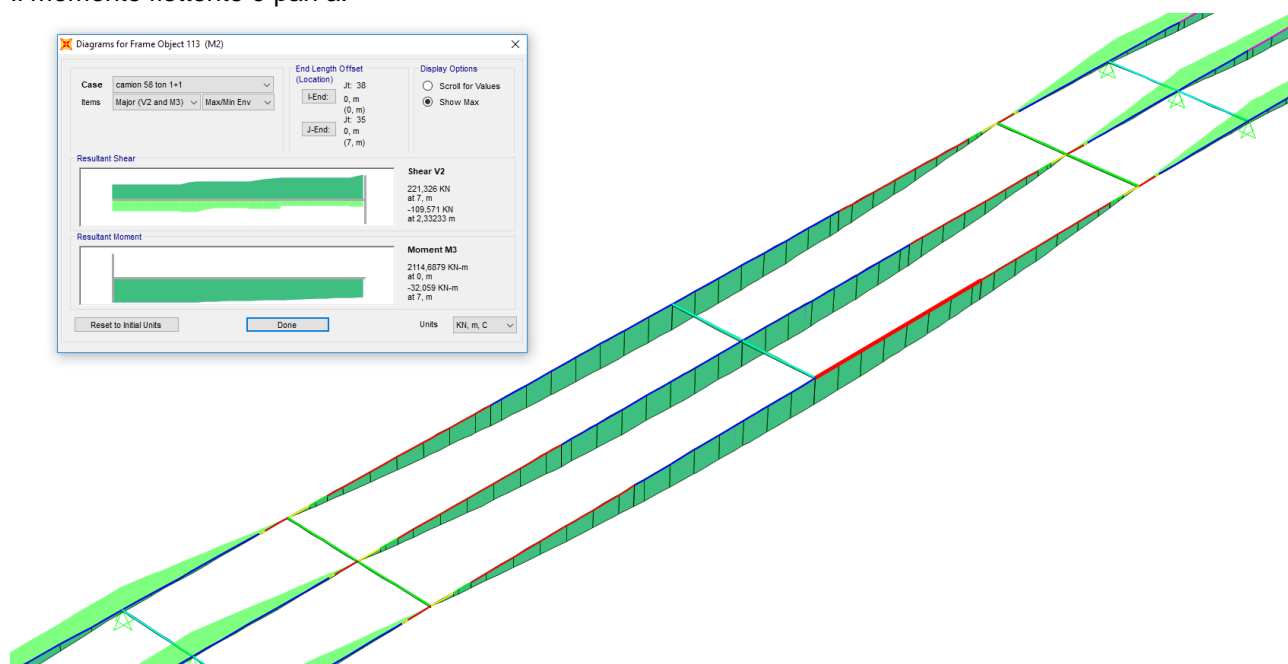


Figura 29 – Diagramma dei momenti flettenti con carichi indotti da due bilici viaggianti in opposte direzioni di marcia che possono incrociarsi in mezzeria dell'impalcato

Nel dettaglio il momento flettente massimo in mezzeria dovuto alla presenza di due bilici viaggianti in due direzioni opposte è pari a:

$M = 2.114,89 \text{ kN m}$ (valore superiore a $1.749,70 \text{ kN m}$ indotto dalla presenza dei mezzi utilizzati durante la prova di carico, valore inferiore a $2.593,1 \text{ kN m}$ dichiarato a pagina 17 della relazione di calcolo)

| | |
|--|--|
| | Ponti in c.a.p. sul canale Milano – Cremona – Po Verifica statica |
|--|--|